

Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado

F. Yépez Moya

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Modelos de evaluación del
comportamiento sísmico no
lineal de estructuras de
hormigón armado**

F. Yépez Moya

Monografía CIMNE IS-19 1996

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

MODELOS DE EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL DE
ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO
Monografía CIMNE IS-19
© Los Autores

ISBN: 84-87867-80-4
Depósito Legal: B-31010-96

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ÍNDICE

1.1.	Objetivo y contenido de la monografía	1
1.2.	Aspectos generales	2
2.	RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN	5
2.1.	Resistencia a compresión y tracción no confinada	5
2.2.	Resistencia del hormigón confinado	7
3.	RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO	11
4.	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE ELEMENTOS INDIVIDUALES	15
4.1.	Elementos sujetos a flexión sin carga axial —vigas—	15
a.	Elementos con sección transversal y refuerzo simétricos	15
b.	Elementos con sección transversal y refuerzo antisimétricos	17
4.2.	Elementos sujetos a flexión con carga axial —columnas—	19
a.	Comportamiento a flexión uniaxial bajo carga axial constante	19
b.	Comportamiento a flexión uniaxial bajo carga axial variable	20
c.	Comportamiento a flexión biaxial bajo carga axial constante o variable	21
4.3.	Influencia del esfuerzo cortante	21
5.	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO	23
5.1.	Mecanismo de traslación lateral de columnas	23
5.2.	Mecanismo de traslación lateral de vigas	24
5.3.	Efecto $P - \delta$	25
6.	RELACIONES MOMENTO-CURVATURA	27
6.1.	Métodos simplificados	28
6.2.	Modelos de lámina	29
7.	MODELOS HISTERÉTICOS DEL HORMIGÓN ARMADO	33
7.1.	Modelos histeréticos usuales del hormigón armado	33
7.2.	Modelo histerético de Park <i>et al.</i> y variantes	37

8. ÍNDICES DE DAÑO ESTRUCTURAL	43
8.1. Indicadores e índices de daño basados en la relación demanda-capacidad	44
8.2. Indicadores e índices de daño basados en la degradación estructural	45
8.3. Indicadores e índices de daño acumulado basados en la deformación	46
8.4. Indicadores e índices de daño acumulado basados en principios energéticos	48
8.5. Índices de daño combinados utilizando diversos indicadores	48
8.6. Índices de daño global estructural	51
 9. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA	 55
9.1. Modelo del comité ACI-ASCE 352	56
9.2. Modelo neozelandés, adoptado por el CEB	57
9.3. Otros modelos de comportamiento de conexiones viga-columna	58
9.4. Contribución de las losas de piso	59
9.5. Problemas de comportamiento en estructuras sin ductilidad	60
 10. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES LOSA-COLUMNA	 67
 11. ÍNDICE DE DAÑO ECONÓMICO	 73
11.1. Anatomía del daño en edificios de hormigón armado	73
11.2. Índice de daño económico de los componentes estructurales del edificio	75
11.3. Índice de daño económico de los componentes no estructurales del edificio	78
11.4. Índice de daño económico global del edificio	80
11.5. Consideraciones acerca de la evaluación económica del daño	82
 REFERENCIAS	 85

Sección 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo y contenido de la monografía

La presente monografía tiene por objeto el estudio del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado, sujetas a acciones sísmicas severas. Debido a los altos niveles de sollicitación, la estructura incursionará en el rango inelástico y, por consiguiente, sus características y propiedades estructurales se degradarán durante el tiempo de actuación de la acción sísmica. Tal degradación significa que la estructura sufrirá diversos niveles de daño y, si se supera la capacidad máxima de la estructura, se llegará a situaciones de colapso que provocará pérdidas de vidas y pérdidas económicas.

Uno de los campos de avanzada en la investigación es la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, especialmente de aquellas situadas en grandes zonas urbanas. Los estudios de vulnerabilidad se dirigen a la estimación del grado de daño que sufre una estructura o un grupo de estructuras, sometidas a un terremoto de ciertas características. Por lo tanto, si se desea predecir el grado o nivel de daño que sufrirá una estructura, es necesario conocer a profundidad el comportamiento de la misma frente a los terremotos. Es ésta la razón por la cual la presente monografía se dedica al estudio de dicho comportamiento, con miras a su modelación teórica y a una evaluación del nivel del daño esperado, tanto en términos de degradación estructural, como en términos de pérdidas económicas. Se incluye también un estado del arte de los modelos histeréticos y de daño, que se utilizan para la estimación teórica de la vulnerabilidad sísmica.

Otro aspecto interesante, y que es objeto de estudios muy recientes, es el estudio de la vulnerabilidad sísmica de aquellas estructuras que fueron diseñadas antes de la aparición de las primeras normativas sismo-resistentes fiables. En efecto, debido a que el número de estructuras existentes es inmensamente mayor al número de estructuras por construir, los estudios de vulnerabilidad sísmica se dirigen principalmente al estudio de las primeras y, por lo tanto, debe analizarse cuidadosamente sus características y propiedades estructurales, esperando que las mismas no cumplan con los requisitos que disponen las actuales normativas de diseño sismo-resistente. Así mismo, es esencial el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras frente a sollicitaciones sísmicas severas, ya que las mismas son, presumiblemente, las que mayor vulnerabilidad presenten.

En esta monografía se incluirá el estudio, tanto de estructuras apor-

cadras con vigas (cuyo esquema resistente estructural son columnas, losas y vigas) como estructuras aporticadas con losas planas (cuyo esquema estructural consiste en losas y columnas únicamente), las cuales presentan deficiencias en su diseño sísmico o, simplemente, aquellas en cuyo diseño no se consideraron cargas sísmicas. Dentro de este ámbito se encuentra el estudio del comportamiento de las conexiones viga-columna y losa-columna, regiones que pueden ser muy críticas y decisivas en el comportamiento global de toda la estructura.

1.2 Aspectos generales

Las estadísticas muestran que los edificios de hormigón armado han provocado un número bastante menor de víctimas que los edificios pertenecientes a otras tipologías, en lo que va del presente siglo. No obstante, como se describió anteriormente, la relación entre el número de estructuras existentes de hormigón y las de otras tipologías como, por ejemplo, las de mampostería, generalmente es pequeña y, por ello, no puede establecerse una conclusión directa sobre la bondad de las estructuras de hormigón. Lo que sí se ha observado es, que la fragilidad de la mampostería ha inducido a preferir ampliamente al hormigón armado como material de construcción, aún cuando la investigación en elementos de mampostería reforzada y pretensada se ha desarrollado notablemente^(1,2). En muchos países, la práctica de la construcción en hormigón armado supera ampliamente a cualquier otra tipología estructural, incluyendo el acero o la madera. Sin embargo, las recientes experiencias con terremotos demuestran que de ninguna manera el mero hecho de construir con hormigón armado garantiza un comportamiento satisfactorio de las estructuras. En varias ocasiones se ha observado que edificios antiguos muy rígidos, de mampostería, han sobrevivido con daños moderados o importantes, mientras que estructuras vecinas e incluso adyacentes, de hormigón armado, han colapsado totalmente, tal como ocurrió en el terremoto de Michoacán (México, 1985)⁽³⁾. Ésto conduce a la idea de que, aquellas estructuras de hormigón armado que no cumplen los actuales requisitos de diseño sismo-resistente, pueden presentar un comportamiento muy deficiente ante sismos severos.

Es bien conocido que, para que las estructuras de hormigón armado sobrevivan a un terremoto fuerte es necesario que posean ductilidad. A pesar de que dicho concepto fue enunciado hace algunas décadas, los primeros códigos que lo reglamentaban aparecen recién en 1971. Por lo tanto, puede pensarse, sin estar muy lejos de la realidad, que todas las estructuras construidas hace más de 20 años en muchas partes del mundo son sísmicamente muy vulnerables, conclusión que está siendo corroborada constantemente después de la ocurrencia de terremotos destructores, como lo fueron los de Northridge (1994), Kobe (1995), China (1996), etc.⁽⁴⁻⁶⁾ Es, por ello, muy importante el estudio de la vulnerabilidad sísmica de estructuras pertenecientes a esta tipología.

A diferencia de las estructuras de mampostería no reforzada, existen desde los años 50 y 60 un considerable número de investigaciones acerca del comportamiento sísmico, lineal y no lineal, del hormigón armado como material, lo cual facilita en gran medida el análisis y la aplicación de métodos y procedimientos para la interpretación y modelización de dicho comportamiento⁽⁷⁾. Para estable-

cer mecanismos de evaluación de la vulnerabilidad de estructuras de hormigón armado, se requiere un análisis previo de su comportamiento general ante acciones sísmicas. Por ello, en esta monografía se realizará una descripción de los aspectos más importantes relativos al mismo.

Sección 2

RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

El hormigón es un material heterogéneo, de comportamiento complejo, el cual ha sido investigado principalmente con ayuda de la experimentación. Se han realizado ensayos a compresión, a tracción, a flexión, a esfuerzos alternados, etc. y se han identificado ciertos parámetros desde el punto de vista dinámico, que influyen en su comportamiento sísmico. Dichos parámetros son⁽⁸⁾:

2.1 Resistencia a compresión y tracción no confinada

Por lo general, la resistencia a la compresión f'_c del hormigón se obtiene del ensayo de cilindros con una relación altura/diámetro igual a 2, a la edad de 28 días⁽⁹⁾. Existen diversos factores que afectan a dicha resistencia, entre ellos su dosificación (especialmente la relación agua/cemento), condiciones de curado, etc.⁽¹⁰⁾. Las curvas que se obtienen de los ensayos a compresión bajo carga monotónica son similares a las de la figura 1⁽¹¹⁾, en las cuales puede observarse que, mientras f'_c aumenta, la deformación máxima disminuye y el módulo de elasticidad inicial E aumenta. Esta aparente fragilidad del hormigón de alta resistencia debe ser considerada a efectos de la aplicación de criterios de ductilidad en el diseño de estructuras. La deformación al esfuerzo máximo ϵ_o es del orden de 0.002, deformación considerada como aquella en la que se pierde la totalidad del hormigón de recubrimiento⁽¹²⁾; el módulo E puede evaluarse mediante⁽¹¹⁾

$$E_c = 33 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (1)$$

donde w es el peso específico del hormigón, que para valores normales (1400-2500 kg/m³), transforma la ecuación (1) en^(11,13)

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (2)$$

mientras que la deformación máxima alcanzable ϵ_{50u} puede evaluarse mediante la ecuación (3)

$$\epsilon_{50u} = \frac{3.0 + \epsilon_o f'_c}{f'_c - 1000}; \quad f'_c (\text{psi}) \quad (3)$$

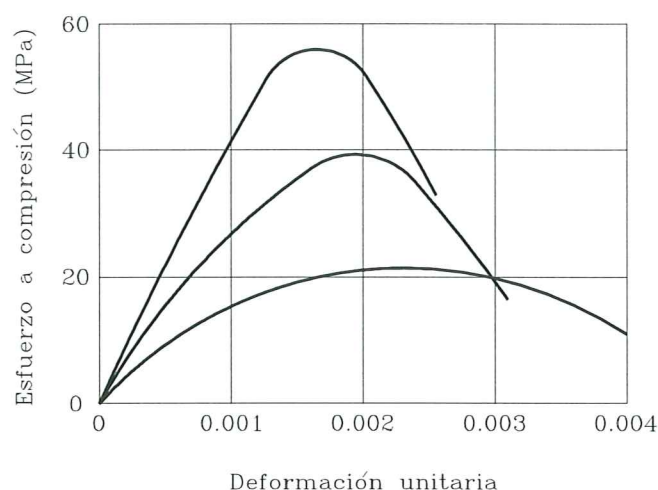


Figura 1. Relaciones esfuerzo - deformación obtenidas de ensayos en cilindros de hormigón a compresión uniaxial⁽¹¹⁾.

tomando ϵ_{50u} valores cercanos a 0.003.

Por otro lado, las pruebas bajo cargas cíclicas compresivas de alta intensidad realizadas por Sinha *et al.*⁽¹⁴⁾ y por Karsan y Jirsa⁽¹⁵⁾, han proporcionado curvas como las de la figura 2, concluyendo que la curva envolvente de la histéresis de carga era muy similar a la obtenida mediante un ensayo a carga monotónica. Este resultado es de suma importancia para la modelación del comportamiento dinámico del hormigón.

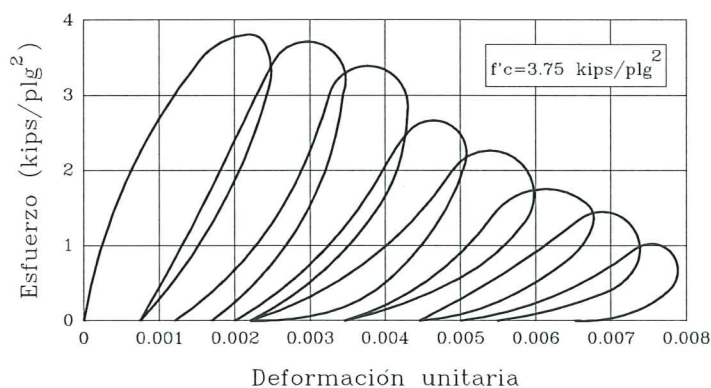


Figura 2. Relaciones esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de cilindros de hormigón a compresión uniaxial bajo carga cíclica⁽¹⁰⁾.

En cuanto a la resistencia a tracción del hormigón f_t , a partir de ensayos a tracción directa o indirecta se han obtenido valores cercanos o menores al 20% de f'_c . La expresión adoptada para su determinación tiene la forma

$$f_t = K \sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (4)$$

donde K adopta valores entre 7 y 13⁽⁹⁾. Debido a los bajos valores de f_t , a menudo se desprecia en el diseño, especialmente cuando se realiza un diseño sismo-resistente. Sin embargo, cuando se toma en cuenta en los cálculos dinámicos,

puede modelarse su curva esfuerzo-deformación como una línea recta, con similar módulo de elasticidad que la curva a compresión y con un valor límite superior de $0.12 f_c'^{(11,16)}$.

2.2 Resistencia del hormigón confinado

Cuando el hormigón se confina mediante refuerzo transversal, comúnmente en forma de espirales o aros (estribos) de acero, ligeramente espaciados, el hormigón se vuelve un material dúctil y, cuando está sometido a grandes deformaciones, se apoya en el acero de refuerzo, el cual reacciona confinando al hormigón, mejorando su comportamiento considerablemente. La figura 3 presenta esquemáticamente la influencia del refuerzo transversal, tanto en resistencia como en ductilidad, para diferentes tipos de confinamiento⁽⁸⁾.

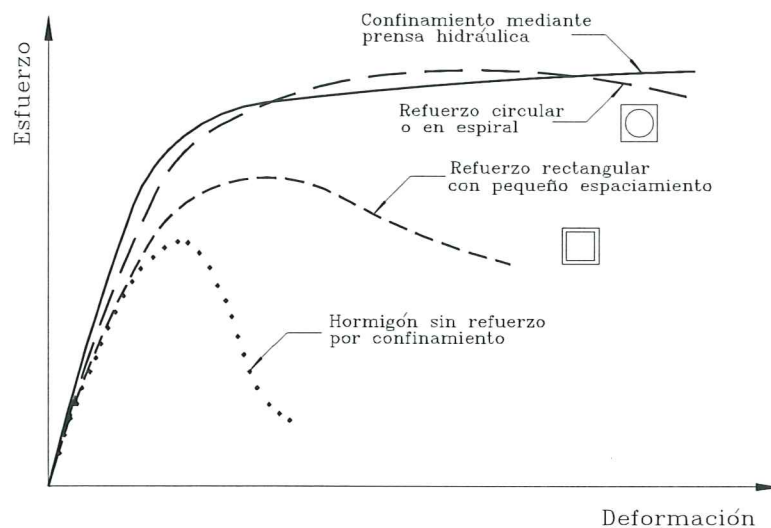


Figura 3. Relaciones esfuerzo-deformación del hormigón y tipos de confinamiento⁽⁸⁾.

El perfil de las curvas de la figura 3 a deformaciones elevadas depende de muchas variables, siendo las principales la relación volumétrica del acero transversal respecto al volumen del núcleo confinado de hormigón ρ_s , las características de fluencia del acero utilizado, el espaciamiento del refuerzo transversal, el diámetro de las varillas de refuerzo y su relación con las varillas longitudinales, la cuantía del refuerzo longitudinal y la resistencia del hormigón. Existen muchos modelos propuestos por diversos investigadores que describen toda la curva esfuerzo-deformación, tales como las propuestas por Bazant y Bhat⁽¹⁷⁾, Sheikh y Uzumeri⁽¹⁸⁾, Mander *et al.*^(19,20), Paulay y Priestley⁽¹¹⁾, etc. Algunos de ellos, incluso proponen relaciones esfuerzo-deformación en tres dimensiones⁽²¹⁾. Uno de los modelos más aceptados es el propuesto por Kent y Park⁽²²⁾, el cual se describe a continuación.

El modelo de Kent y Park (figura 4) propone para la región AB, es decir, para deformaciones menores a ϵ_o , que la resistencia f_c del hormigón responde a una parábola de segundo grado y supone que el acero de confinamiento no afecta a esta región. A pesar de que algunos trabajos han reportado un relativo

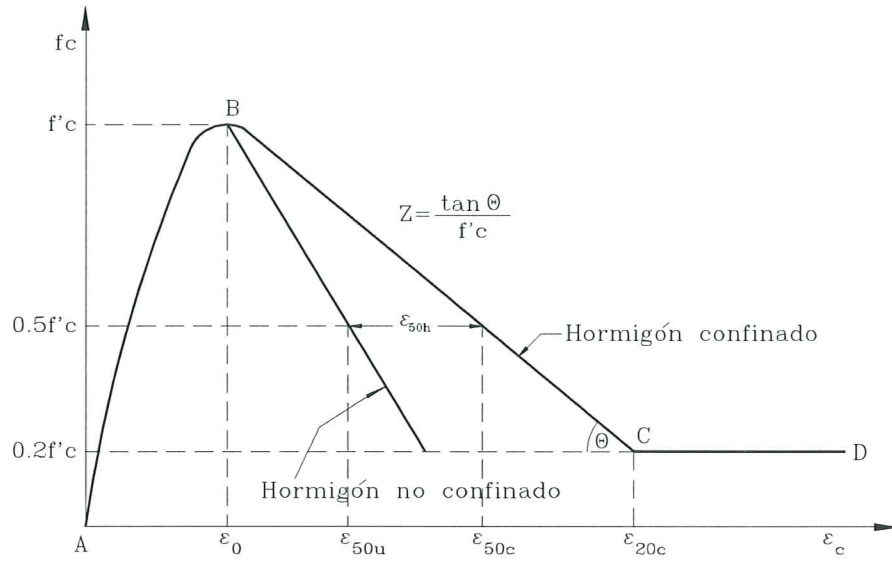


Figura 4. Relación esfuerzo-deformación del hormigón confinado, propuesta por Kent y Park⁽²²⁾.

aumento en el valor de f'_c , dicho aumento puede despreciarse, con excepción del caso de secciones de columnas circulares con refuerzo en espiral, en el cual el aumento podría llegar a ser significativo; para este último caso, Park y Paulay⁽⁹⁾ han propuesto la relación

$$f'_{cc} = f'_c + 2.05\rho_s f_y \quad (5)$$

donde f'_{cc} es el esfuerzo de compresión confinado del hormigón y f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

La ecuación que rige el tramo AB de la curva en el modelo de Kent y Park es

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (6)$$

mientras que, para el tramo BC de la curva, correspondiente a valores de deformación ϵ_c comprendidos entre ϵ_0 y ϵ_{20c} , las expresiones que la definen son⁽²²⁾

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad (7)$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_0} \quad (8)$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad (9)$$

donde b'' es el ancho del núcleo confinado medido al exterior de los estribos y s_h es el espaciamiento del refuerzo transversal. Z representa la pendiente

del perfil descendente de la curva, ϵ_{50u} representa la deformación máxima del hormigón no confinado definido por la ecuación (3) y ϵ_{50h} toma en cuenta el efecto de la ductilidad adicional, producto de la presencia del refuerzo transversal. Finalmente, para el tramo CD de la curva se tiene que

$$f_c = 0.2f'_c \quad (10)$$

expresión que representa la capacidad del hormigón de soportar ciertos esfuerzos a deformaciones muy altas⁽²²⁾. Este tramo de curva es usualmente despreciado en los análisis dinámicos^(16,23,24).

Sección 3

RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado es la gran capacidad del acero de resistir ciclos de cargas repetitivos sin una disminución significativa de la resistencia, aún cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. La figura 5 muestra relaciones esfuerzo-deformación típicas, obtenidas de ensayos a tracción con carga monotónica, para aceros de distinto esfuerzo de fluencia f_y . Este comportamiento es muy similar en los ensayos a compresión⁽⁹⁾. Las figuras muestran un perfil lineal elástico inicial, cuyo módulo de elasticidad E_s toma valores de alrededor de 200 GPa (29000 ksi), hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia el cual se mantiene (plataforma de cedencia) hasta una cierta deformación (usualmente un 3%), a partir de la cual el acero aumenta su resistencia debido al endurecimiento del material, llegándose a valores máximos de esfuerzo f_{su} equivalentes a 1.4 o 1.5 veces el esfuerzo de fluencia. El perfil final de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material.

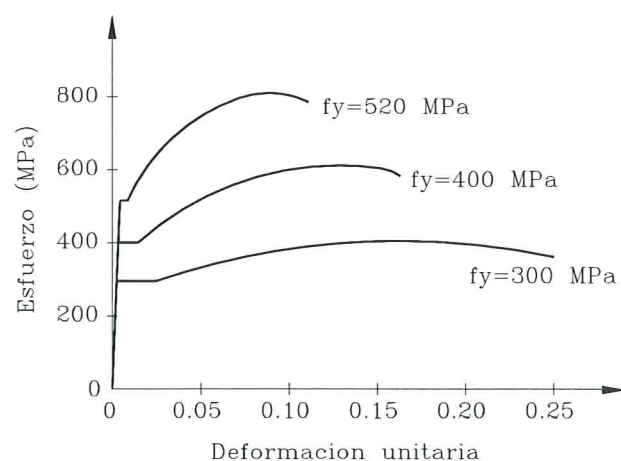


Figura 5. Relaciones esfuerzo-deformación típicas del acero, para diferentes niveles de esfuerzo de fluencia⁽¹¹⁾.

Puede observarse que, tanto el esfuerzo de resistencia máximo como el tamaño de la plataforma de cedencia y el valor de la deformación al inicio del endurecimiento por deformación disminuyen conforme f_y aumenta. Por esta razón,

los aceros de alta resistencia son menos dúctiles que los aceros de resistencias más bajas⁽²⁵⁾. Así mismo, el método de fabricación puede incidir en las propiedades del acero. Se ha observado que el acero laminado en caliente presenta plataforma de cedencia, al contrario del acero laminado en frío.

Bajo cargas cíclicas, cuando el acero se encuentra en el rango no-lineal, la plataforma de cedencia desaparece y las relaciones esfuerzo-deformación presentan el efecto Bauschinger (figura 6), en el cual la respuesta inelástica se desarrolla a deformaciones mucho más bajas que la de fluencia⁽¹¹⁾. La figura 6 presenta dos tipos de ensayos bajo cargas alternas. En la figura 6a las incursiones inelásticas presentan deformaciones por tracción exclusivamente, mientras que en la figura 6b, las excursiones se encuentran en tracción y compresión alternadamente, mostrando una histéresis simétrica. Para estos tipos de comportamiento, se ha observado que la curva bajo cargas monotónicas resulta una envolvente de las curvas bajo cargas cíclicas^(9,11).

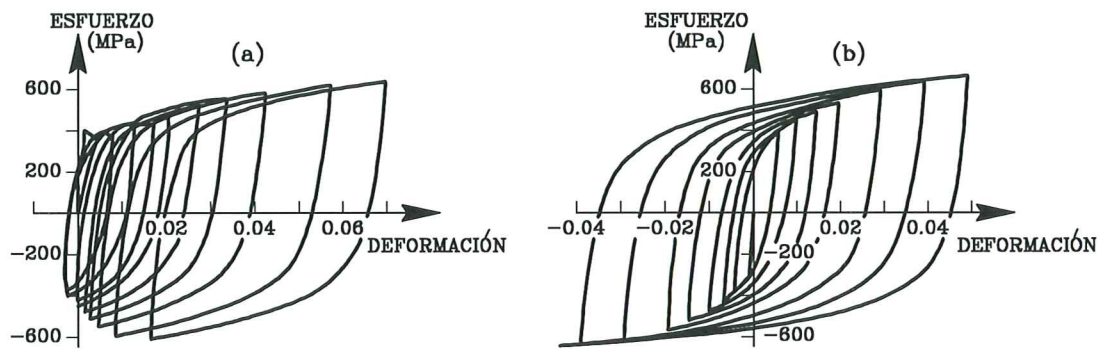


Figura 6. Relaciones cíclicas esfuerzo-deformación del acero, $f_y = 55 \text{ ksi}$ ⁽¹¹⁾.

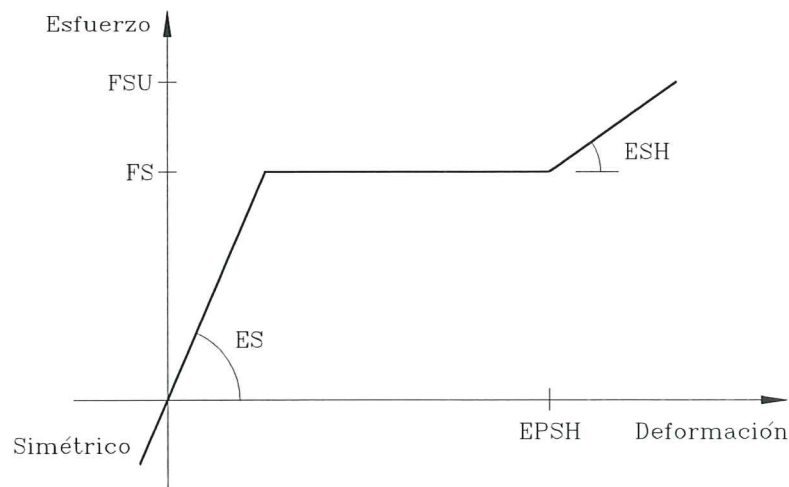


Figura 7. Modelo adoptado para el acero de refuerzo^(16,23).

Existen diferentes modelos para representar la curva esfuerzo-deformación del acero sometido a cargas monotónicas. Por lo general, dicha curva se simplifica idealizándola con dos rectas, ignorando el endurecimiento por deformación, como la utilizada por el código ACI 318-89⁽²⁶⁾. Esta representación es adecuada para el caso de aceros de baja resistencia. Si el valor de f_{su} es considerablemente mayor a f_y , para el análisis no-lineal de estructuras este aspecto resulta de gran importancia, con lo cual se prefieren modelos trilineales como el de la figura 7, en los cuales E_{sh} representa el módulo de elasticidad por endurecimiento del acero evaluado de forma aproximada mediante

$$E_{sh} = \frac{E_s}{60} \quad ; \quad E_s(\text{ksi}) \quad (11)$$

Sección 4

COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE ELEMENTOS INDIVIDUALES

El hormigón armado es un material heterogéneo formado por dos componentes, acero y hormigón, los cuales interactúan entre sí por medio de la adherencia, combinando sus comportamientos individuales. Ésto permite que el producto sea un material adecuado para resistir tensiones y deformaciones de cualquier naturaleza, entre ellas las provenientes de cargas sísmicas. A partir del conocimiento del comportamiento de cada material aislado es posible, mediante ciertas hipótesis, determinar las relaciones de comportamiento que rigen el hormigón armado. Estas hipótesis son discutidas en los próximos apartados.

4.1 Elementos sujetos a flexión sin carga axial —vigas—

Las vigas son elementos prismáticos de hormigón armado sujetos a flexión uniaxial con prácticamente ninguna fuerza axial. Los ensayos realizados sobre este tipo de elementos son abundantes y sus resultados son típicamente presentados en forma de diagramas fuerza-deflexión ($F - \delta$), momento-rotación ($M - \theta$) o momento-curvatura ($M - \phi$). Dichos ensayos se han separado en dos grupos: ensayos sobre elementos con sección transversal y refuerzo simétrico y ensayos sobre elementos de sección y armado antisimétrico⁽²⁷⁾.

a) Elementos con sección transversal y refuerzo simétricos

A pesar de que las secciones transversales y armado simétrico son características de los elementos columna, se han realizado muchos ensayos a cargas laterales sobre vigas con tal configuración, como los realizados por Saatcioglou y Ozcebe⁽²⁸⁾, Ang *et al.*⁽²⁹⁾, etc., obteniéndose resultados similares a los de la figura 8. Puede observarse, que en la primera rama de carga el agrietamiento por flexión precede a una respuesta gradualmente suavizada. Después de la fluencia, la resistencia del elemento sigue incrementándose debido a dos aspectos: a) la disminución de la profundidad del eje neutro, provocada por la gran deformación post-fluencia del acero en tracción, lo que induce un aumento del brazo resistente interno de la sección y b) el inicio del endurecimiento por deformación del acero en tracción. Al iniciar la descarga, la rigidez es inicialmente alta, del mismo orden que la elástica; la rama de descarga se suaviza y la rigidez disminuye gradualmente,

de manera especial cuando las fuerzas se acercan a cero. Esta disminución es parte de la denominada *degradación de la rigidez*, característica del comportamiento cíclico de los elementos de hormigón armado. Cuando la carga se anula, se observa una deformación remanente producto de las deformaciones inelásticas permanentes del acero en tensión y de algunos deslizamientos por adherencia residuales entre el refuerzo y el hormigón. Por esta razón, las grietas residuales permanecen abiertas bajo carga nula⁽²⁷⁾.

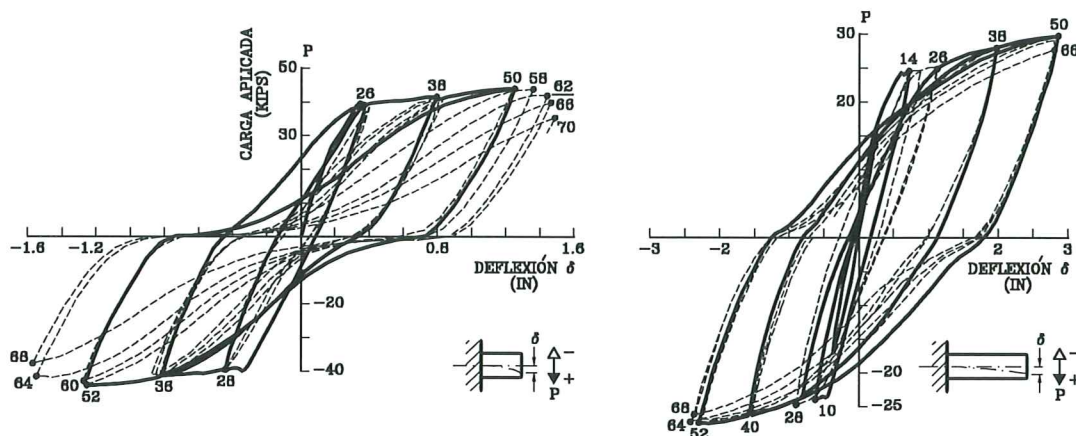


Figura 8. Relaciones fuerza-deformación de vigas con sección transversal simétrica y distribución del refuerzo simétrico^(26,27).

La rama de recarga, obtenida por la reversión de la carga en la dirección opuesta, es inicialmente muy suave, más que la parte terminal de la anterior fase de descarga; la razón es que las cargas reversas causan la abertura de las grietas en la nueva cara a tracción de la viga, antes de que las grietas residuales de la fase anterior se cierren. Ésto puede dar lugar a que el brazo resistente de las secciones transversales esté formado únicamente por el par de fuerzas provenientes de los refuerzos en tracción y compresión. Conforme aumenta la recarga, las grietas en las zonas comprimidas se cierran gradualmente, hasta que el hormigón se reactiva, usualmente después de que las varillas de refuerzo fluyen en compresión. Este gradual cierre de grietas provoca una progresiva rigidización de las secciones, resultando un estrechamiento del ciclo de histéresis denominado efecto *pinching*. La curva de recarga continúa con un nuevo suavizamiento, más gradual que el ocurrido en el primer tramo de carga, debido a la fluencia del acero en tracción correspondiente, que pudo haber fluído en compresión en el tramo anterior de carga, exhibiendo el efecto Bauschinger. El comportamiento puede también ser diferente al primer tramo de carga, debido al posible desprendimiento del recubrimiento del hormigón o al endurecimiento por deformación del acero en la nueva cara tensionada.

Los ciclos de carga subsiguientes responden a las mismas características, pero con mayor suavizamiento del comportamiento. La rigidez global de las ramas de recarga decrece con el incremento de la magnitud de la deformación máxima alcanzada en el ciclo previo. Se manifiesta entonces una mayor degradación de la rigidez debida a los ciclos. También se observa una disminución de la

resistencia máxima ciclo a ciclo, aún alcanzando el mismo nivel de deformación que ciclos anteriores. Este fenómeno, conocido como *reducción de resistencia*, se debe a múltiples fenómenos, de los cuales los más importantes son: a) la apertura y cierre alternos de las grietas que producen una degradación de la rigidez y resistencia del hormigón en compresión, debido a que las superficies de las mismas no llegan a estar en perfecto contacto en los cierres por la existencia de ligeros desplazamientos relativos por cortante entre las grietas; b) el deterioro cíclico de la adherencia a lo largo de las varillas, que incrementa gradualmente el espesor de las grietas y c) el deterioro gradual del comportamiento cíclico a cortante (interacción de los agregados, etc.), junto con el deterioro de la transferencia de cortante a través de las grietas abiertas, especialmente en los instantes en los que los refuerzos a compresión y tracción constituyen el par de fuerzas resistentes, causando deslizamientos a lo largo de las varillas y el consiguiente deterioro de la adherencia y degradación de la resistencia (figura 8a).

En vigas correctamente diseñadas y detalladas, la degradación de la resistencia es muy leve. Más aún, si dichas vigas son sometidas a ciclos de amplitud constante de cargas o de desplazamientos, tal deterioro sólo se verifica entre el primero y el segundo ciclo, disminuyendo a casi cero en ciclos posteriores, permitiendo de esta manera un ciclo de histéresis estable y una capacidad de absorción y disipación de energía notable (figura 8b). La falta de esta estabilización es una característica de un fallo inminente. Por otro lado, la degradación de la resistencia decrece con el incremento de refuerzo transversal, ya que mejora el comportamiento por cortante y confina el hormigón en compresión. Por el contrario, cuando la cuantía de refuerzo longitudinal aumenta, la degradación tanto de la rigidez como de la resistencia se incrementa con los ciclos.

Las vigas a flexión cíclica pueden presentar mayor o menor ductilidad, dependiendo de muchos factores como son la resistencia del hormigón y del acero, las cuantías del refuerzo longitudinal y transversal, el endurecimiento por deformación del acero, las fuerzas cortantes actuantes y la adherencia entre el hormigón y el acero^(9,12,30). Por ejemplo, se conoce que un aumento en la cuantía del acero en tracción disminuye la ductilidad, mientras que un aumento en la cuantía del acero en compresión la aumenta. Un aumento en la resistencia a la fluencia del acero disminuye la ductilidad, mientras que un aumento en la resistencia del hormigón la aumenta. Por lo tanto, un correcto diseño de las vigas, intentando evitar a toda costa los fallos por cortante e induciendo los fallos por flexión, puede proporcionar una adecuada manera de proveer de ductilidad y aumentar la capacidad de absorción y disipación de energía de una estructura. Como se verá más adelante, el suministrar ductilidad a las vigas es mucho más fácil que suministrar ductilidad a las columnas de un edificio^(31,32).

b) Elementos con sección transversal y refuerzo antisimétricos

Las vigas de pórticos de hormigón armado presentan usualmente secciones transversales antisimétricas. Las secciones de forma T o L son muy comunes debido a que existe una parte contribuyente de la losa a la viga, cuando ambas se encuentran monolíticamente unidas. Esta parte contribuyente aumenta con el incremento de los momentos y las deformaciones, especialmente después de la fluencia de las varillas longitudinales⁽³³⁾. Adicionalmente, la cuantía del refuerzo

en tracción excede a la de compresión, con lo cual la sección se vuelve totalmente antisimétrica. Sobre estas secciones también se han realizado ensayos como los de Darwin y Nmai⁽³⁴⁾, Hwang y Scribner⁽³⁵⁾, etc. La principal diferencia entre los resultados de estos ensayos y los discutidos en el anterior apartado, es la no simetría de los ciclos de histéresis, como puede observarse en los ejemplos de la gráfica 9^(34,35).

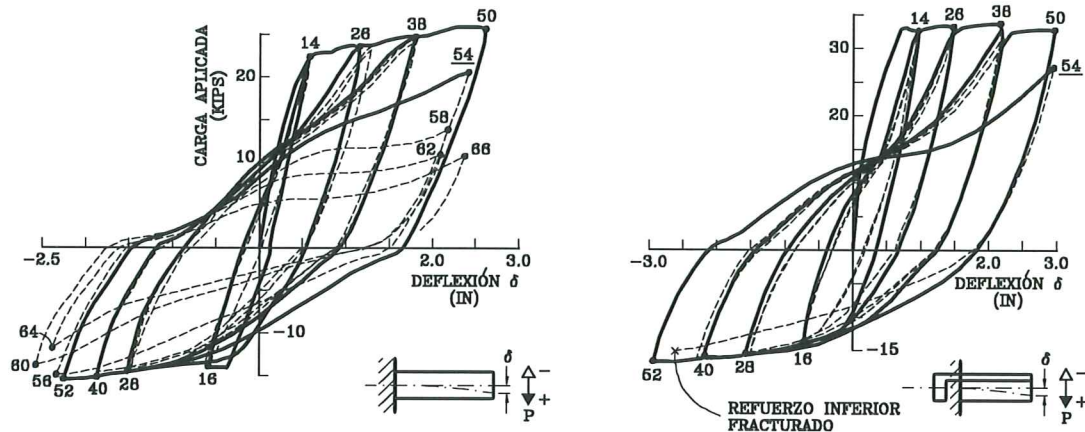


Figura 9. Relaciones fuerza-deformación de vigas con sección transversal simétrica y distribución del refuerzo no simétrica^(26,27).

El perfil de las curvas fuerza-deformación en el cuadrante de carga que representa la dirección de mayor resistencia del elemento es similar al de las curvas del anterior apartado. Sin embargo, las principales diferencias pueden notarse en el resto de cuadrantes. Durante la recarga en la dirección menos resistente, cuando las grietas de la cara ahora en compresión están aún abiertas, la fluencia del acero en tracción no es suficiente para causar la fluencia de las varillas en compresión, ni tampoco para cerrar dichas grietas. Por este motivo, dependiendo de cuán intensa fue la fluencia durante la excursión en la dirección anterior, en esta fase de recarga las grietas permanecen abiertas, provocando que el par resistente de la sección lo constituya las fuerzas provenientes de los refuerzos en tracción y compresión, con lo cual presenta una baja rigidez, sin aquella rigidización gradual observada en los anteriores ensayos que proporcionaban el cierre de las grietas y, por tanto, en esta fase no se presenta el *pinching*. El efecto *pinching* aparece a partir de la recarga en la dirección de mayor resistencia, fase en la cual el refuerzo menor, ahora en compresión, fluye y las grietas en la cara comprimida van cerrándose provocando un estado de rigidización, incluso cuando el refuerzo en tracción aún podría permanecer en el rango elástico⁽²⁷⁾.

Estas dos mitades diferentes de histéresis pueden experimentar diferentes modos de fallo. Un fallo con la dirección de mayor resistencia tensionada es típicamente gradual, seguida de una progresiva degradación de las zonas comprimidas y un posible aplastamiento del hormigón en esa zona. Por el contrario, un fallo con la dirección de menor resistencia en tensión puede ser frágil, con fracturaciones del refuerzo tensionado precedido por una caída significativa de resistencia.

4.2 Elementos sujetos a flexión con carga axial —columnas—

En las dos décadas pasadas se ha realizado una considerable cantidad de ensayos sobre columnas, diseñadas y detalladas de acuerdo con los requisitos sismo-resistentes actuales. En general, las secciones de columnas son constantes en toda la altura, el refuerzo longitudinal es simétrico y adecuadamente distribuido alrededor de la sección transversal, su cuantía no es alta, los estribos se encuentran poco separados y bien anclados, el acero es bastante dúctil con una plataforma de cedencia claramente definida, y los valores de la fuerza a compresión normalizada $v = N/(A_c f'_c)$ son relativamente bajos; A_c es el área transversal de la columna y N la fuerza axial. Existe una falta de información experimental acerca del comportamiento histerético de columnas que no cumplan estos requisitos⁽²⁷⁾.

Las pruebas experimentales sobre columnas se diferencian por el tipo de cargas actuantes, distinguiéndose entre ensayos cíclicos uniaxiales bajo carga axial constante o variable y ensayos biaxiales con carga axial constante o variable. En esta sección se describirán algunos de ellos.

a) Comportamiento a flexión uniaxial bajo carga axial constante

Existen muchos ensayos de este tipo, como los realizados por Priestley y Park⁽³⁶⁾, Saatcioglou y Ozcebe⁽²⁸⁾, Bousias *et al.*⁽³⁷⁾, Rabbat *et al.*⁽³⁸⁾, Ang *et al.*⁽²⁹⁾, Park *et al.*⁽³⁹⁾, etc. Ejemplos de relaciones esfuerzo-deformación se presentan en la figura 10⁽⁴⁰⁾.

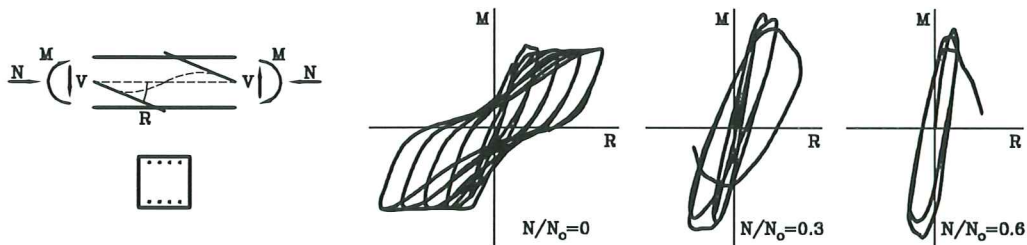


Figura 10. Curvas momento-rotación de columnas sometidas a flexión uniaxial y bajo distinta magnitud de carga axial⁽⁴⁰⁾.

Las diferencias con las histéresis presentadas por las vigas pueden describirse de la siguiente manera. Durante la fase final de descarga del primer ciclo, después de haber experimentado la columna el desplazamiento máximo post-fluencia y el primer estado de recarga en la dirección opuesta, la carga axial actuante ayuda a cerrar las grietas, posiblemente acelerando la fluencia del refuerzo en compresión, el cual previamente ha fluido en tracción. Como resultado, las grietas pueden cerrarse, evitando de esta manera que únicamente las fuerzas provenientes de los refuerzos en tracción y compresión constituyan el par resistentes de las secciones y, por tanto, no exhiben el efecto *pinching*. Por otro lado, la degradación de la resistencia con los ciclos puede incrementarse, conforme el valor de v aumenta, especialmente cuando v toma valores cercanos a 0.4. Sin

embargo, este último efecto es contrarrestado por el efecto de confinamiento del hormigón, siempre que la columna posea refuerzo transversal poco espaciado y adecuadamente anclado, y que el refuerzo longitudinal esté bien distribuido y arriostrado mediante estribos en la sección transversal de la columna.

Puede observarse también, que la capacidad de disipación de energía se reduce conforme aumenta el esfuerzo de compresión. Así, la figura 10a, obtenida sin carga axial, disipa mayor energía que las curvas histeréticas de las figuras 10b y c. Incluso puede llegarse a fallos frágiles, como el de la figura 10b⁽⁴⁰⁾.

b) Comportamiento a flexión uniaxial bajo carga axial variable

Los momentos de vuelco inducidos en pórticos bidimensionales sujetos a cargas laterales se transforman en fuerzas axiales en las columnas, compresivas en un extremo y de tracción en el extremo opuesto. Estas fuerzas son mayores en las columnas externas de los pisos inferiores de los pórticos. Dependiendo de la magnitud de las cargas laterales, de las fuerzas por carga gravitatoria y de las dimensiones del pórtico, la variación de las fuerzas axiales pueden afectar significativamente el comportamiento inelástico de las columnas. Por esta razón, se han realizado muchos estudios experimentales bajo este tipo de cargas, como los realizados por Ristic *et al.*^(41,42), Abrams⁽⁴³⁾, etc. En la figura 11 se presentan los perfiles de las curvas momento-rotación obtenidas por Abrams⁽⁴³⁾, pertenecientes a columnas de sección transversal constante y refuerzo longitudinal simétrico.

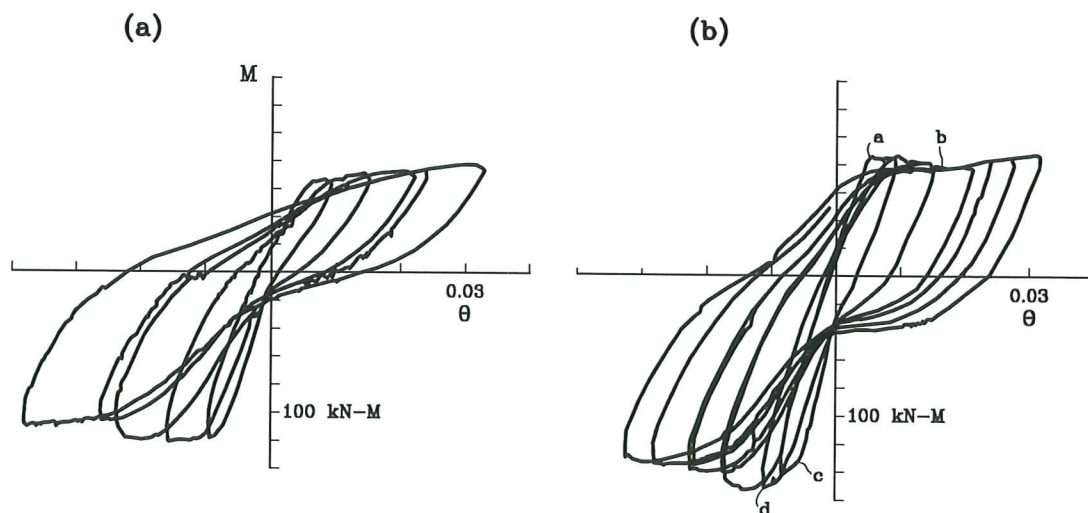


Figura 11. Curvas momento-rotación de columnas sometidas a flexión uniaxial y carga axial variable⁽⁴³⁾.

Comúnmente se ha observado, a partir de los diagramas de interacción carga axial-momento y de los ensayos bajo carga axial constante, que los momentos de cendencia y último bajo carga monotónica, así como las ordenadas de la curva envolvente de los ciclos de histéresis bajo carga cíclica, se incrementan junto al valor de la carga axial aplicada, al menos mientras dicha carga no supere la carga balanceada. Lo mismo ocurre con las rigideces tanto de la primera rama de carga, como de la descarga y de la recarga (figuras 10 b y c). Si la carga

axial no es constante, pero varía alrededor de un valor promedio proporcional al momento flector, entonces el efecto de dicha carga es una rigidización gradual del perfil de la curva, acelerando el suavizado de las curvas en la primera rama de carga y en la de recarga, cuando decrecen las fuerzas axiales, y disminuyendo el suavizado cuando las fuerzas axiales se incrementan. Si la carga axial varía con el momento y no con los desplazamientos, entonces la fuerza axial permanece prácticamente constante después de la fluencia en la rama de carga y en la de recarga, lo que causa que la columna fluya a diferentes valores de momento de fluencia, como en la figura 11a. Por el contrario, si la carga axial varía con las deformaciones laterales, la columna alcanza el nivel de fluencia bajo valores de carga axial decrecientes, produciéndose posteriormente una caída del diagrama $M - \theta$, debido a que el momento de fluencia disminuye con el incremento de los desplazamientos, como en la figura 11b^(27,43).

La fluencia de la columna precede a una caída significativa de resistencia entre ciclos, como puede verse en la figura 11. Esta reducción es más pronunciada si las fuerzas axiales dependen de las deformaciones. Este aspecto es una clara manifestación de la proximidad de un fallo, en cualquiera de los dos casos.

c) Comportamiento a flexión biaxial bajo carga axial constante o variable

El comportamiento de columnas sometidas a esfuerzos biaxiales con carga axial es muy importante, no solamente por el hecho de que la respuesta real de las estructuras ante los terremotos es tridimensional, sino fundamentalmente porque los momentos flectores biaxiales reducen la capacidad de las columnas e incrementan el deterioro de la rigidez y de la resistencia con los ciclos. Sin embargo, el interés de los investigadores en el comportamiento inelástico tridimensional de las columnas es relativamente reciente y las pruebas experimentales limitadas. Ésta es la causa de que el conocimiento del comportamiento no-lineal biaxial de las columnas esté muy por debajo del conocimiento acerca del comportamiento uniaxial.

Existen algunos ensayos de este tipo, como los realizados por Takizawa y Aoyama⁽⁴⁴⁾, Kobayashi *et al.*⁽⁴⁵⁾, Saatcioglou y Ozcebe⁽²⁸⁾, Bousias *et al.*⁽³⁷⁾, Zahn *et al.*⁽⁴⁶⁾, etc. La mayoría de ellos bajo carga axial constante y algunos bajo carga axial variable. Las dificultades en la experimentación son las principales razones de la falta de estudios en este campo y, debido a ello, existen muchas preguntas abiertas acerca de este tipo de comportamiento. Sin embargo, se han obtenido algunas conclusiones generales, las cuales no serán discutidas en esta monografía.

4.3 Influencia del esfuerzo cortante

En elementos esbeltos unidimensionales, la flexión gobierna el comportamiento de la relación fuerza-deformación; sin embargo, las deformaciones por cortante se vuelven importantes cuando la esbeltez disminuye. Si se define la relación ℓ/d de un elemento como la relación entre la longitud del elemento ℓ y d el peralte de la sección, se ha observado experimentalmente que, para valores de ℓ/d menores a 2, las curvas fuerza-deformación tienen la forma que se presenta en la figura 12^(40,47).

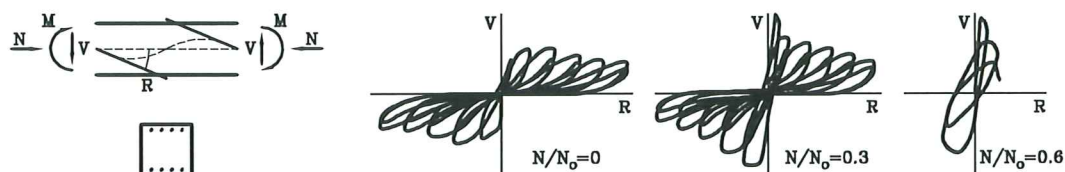


Figura 12. Curvas carga-deformación de elementos de hormigón armado fallando a cortante, bajo carga axial constante y flexión antisimétrica cíclica⁽⁴⁰⁾.

Del análisis de la figura 12, puede concluirse que el deterioro de la resistencia es drástico y la ductilidad que presentan los elementos es muy pequeña; los ciclos de histéresis se estrechan evidenciando un fuerte efecto *pinching*, con la consiguiente disminución de la capacidad de disipación de energía; también puede observarse un deterioro severo de su rigidez⁽⁴⁰⁾. Se ha observado también, que el estrechamiento de la histéresis de respuesta se debe a un fenómeno de deslizamiento por adherencia entre el hormigón y las varillas de acero. Estos fallos y los de tipo cortante son muy frágiles y, por lo tanto, es necesario evitarlos en el diseño de elementos de hormigón armado⁽⁸⁾.

Sección 5

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Una vez conocido el comportamiento cíclico de los elementos viga y columna aislados, puede analizarse el comportamiento global de un pórtico ante cargas de origen sísmico. Cuando un edificio está sometido a cargas laterales de gran magnitud, ciertos elementos de la estructura desarrollan su capacidad a la cedencia, formándose rótulas plásticas en o cerca de los extremos de dichos elementos. La formación de rótulas plásticas se traducen en una fuerte demanda de ductilidad de los miembros, los cuales pueden fallar si no poseen un adecuado diseño y detallamiento sismo-resistente. Este fallo puede ser de tipo local, a nivel del elemento, y provocar posteriormente la plastificación de otros elementos de la estructura, debido a una redistribución interna de las fuerzas. Cuando se forma un gran número de rótulas, la hiperestaticidad de la estructura se pierde, pudiéndose llegar a la formación de un mecanismo de colapso. Los principales mecanismos de colapso en pórticos constituidos por vigas y columnas se analizan en los siguientes subapartados.

5.1 Mecanismo de traslación lateral de columnas

Cuando una columna presenta un refuerzo insuficiente y un detallamiento deficiente, puede alcanzar rápidamente su momento de cendencia, incluso mucho antes que las vigas que llegan a ella. Siendo muy común un similar diseño de todas las columnas o de un grupo de columnas de un piso, e incluso de un grupo de pisos, es posible que el resto de las columnas del mismo piso plastifiquen (figura 13a). En este caso, toda la inelasticidad del marco se concentrará en este piso “blando” y las demandas de ductilidad serán tan altas que las columnas no podrán satisfacerlas, provocando deformaciones laterales excesivas e incluso el colapso del piso y de la estructura^(9,11,12,48). Este tipo de fallo ha sido muy común en muchos de los terremotos fuertes, tales como Michoacán (México, 1985), Armenia (1988), Loma Prieta (1989)⁽³⁾, Filipinas (1990)⁽¹¹⁾, Northridge (1994)^(4,5), Hyogo-Ken Nambu (Kobe, 1995)⁽⁶⁾.

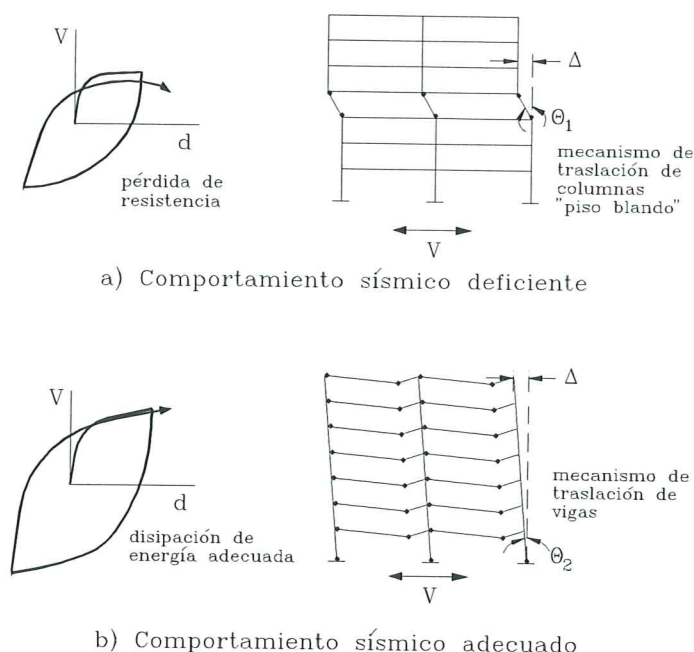


Figura 13. Mecanismos de colapso de marcos con vigas y columnas, sometidos a acciones sísmicas⁽¹²⁾.

5.2 Mecanismo de traslación lateral de vigas

Cuando la fluencia comienza en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, la no linealidad del marco se concentran en las primeras, formándose rótulas plásticas que se dispersan en todas las vigas de todos los pisos, hasta desarrollar un mecanismo de traslación de vigas. También será necesario desarrollar rótulas en las bases de las columnas del primer piso para que este mecanismo se complete y el resto de columnas puede permanecer en el rango elástico. Las demandas de ductilidad en las vigas pueden ser satisfechas con un adecuado diseño y detallamiento sísmico, ya que dichas demandas son muchísimo menores que las demandas que se generan en las columnas. Incluso la demanda de ductilidad de las rótulas plásticas formadas en las bases de las columnas del primer piso son mucho menores que las demandas generadas en el mecanismo de traslación lateral de columna. Por otra parte, es mucho más fácil proveer de ductilidad a vigas que a columnas, por lo que este mecanismo se vuelve sísmicamente adecuado; adicionalmente, puede absorber y disipar mayor cantidad de energía que el mecanismo de traslación de columnas y presenta menor degradación de la resistencia del edificio⁽¹²⁾.

El mecanismo de colapso de vigas es ideal; sin embargo, en los casos reales pueden formarse menos articulaciones plásticas en las vigas, dado que los modos de vibración superiores pueden ocasionar patrones de momentos extraños. En todo caso, la conveniencia de inducir la posible formación de rotulas plásticas en las vigas antes que en las columnas es evidente, por lo que en el diseño de este tipo de pórticos se debe suministrar mayor resistencia a las columnas que a las vigas. Esta es una filosofía totalmente aceptada en el diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado.

5.3 Efecto $P - \delta$

A pesar de que el fenómeno $P - \delta$ ha sido extensamente estudiado en estructuras elásticas, existen limitados estudios acerca de su influencia en el comportamiento no-lineal de estructuras. Afortunadamente, en la mayoría de situaciones y particularmente en regiones donde se necesitan considerar grandes fuerzas de diseño en edificios, este fenómeno no es determinante en el diseño.

Este fenómeno parte de la no-linealidad geométrica que puede experimentar una estructura, y responde a un efecto de segundo orden originado por las deformaciones laterales, las cuales generan momentos adicionales debido a la excentricidad de cargas verticales. Este fenómeno resulta más importante cuando dichas deformaciones son de mayor magnitud^(49,50). Esta es otra de las razones por las cuales el mecanismo de traslación lateral de vigas es preferido al de traslación de columnas, como se puede observar claramente en la figura 13. Bajo el efecto $P - \delta$, los ciclos de histéresis de estructuras con mecanismo de traslación de vigas no presentan una pérdida de la capacidad de disipación de energía, ya que, como puede observarse en la figura 14a, solo se produce una rotación de la histéresis de carga. Por el contrario, los momentos de segundo orden pueden reducir considerablemente tanto la resistencia como la rigidez, siempre que existan deformaciones de piso excesivas, como es el caso del mecanismo de traslación lateral de columnas (figura 14b)⁽¹¹⁾.

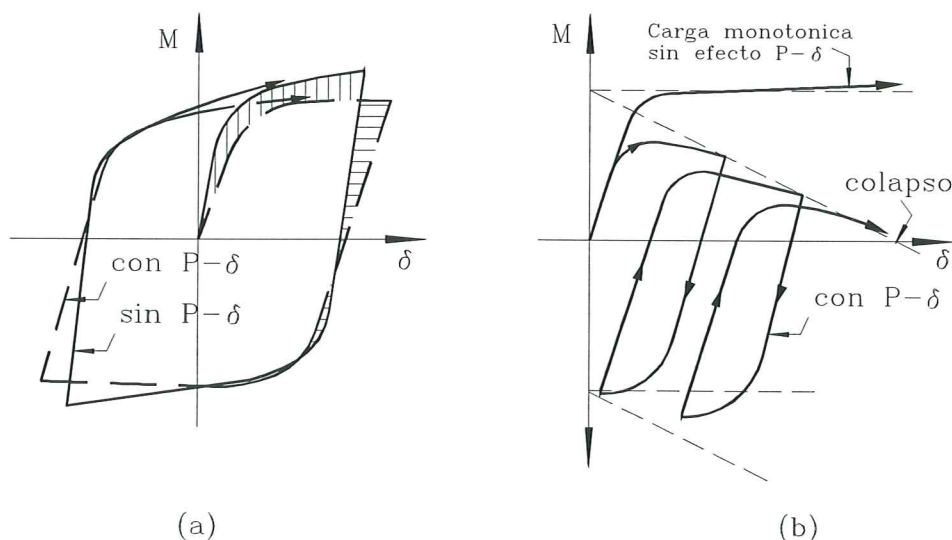


Figura 14. Relaciones momento-deformación de marcos con pequeñas y grandes deformaciones de piso, considerando el efecto $P - \delta$ ⁽¹¹⁾.

Sección 6

RELACIONES MOMENTO-CURVATURA

Como se ha descrito en anteriores secciones, la determinación de la envolvente de la histéresis de cargas es muy importante para la modelación del comportamiento cíclico de elementos de hormigón armado. Dicha envolvente resulta ser la curva esfuerzo-deformación, bajo carga monotónica, definida a nivel de la sección transversal del elemento considerado, siempre que no se verifique una disminución de la resistencia de la sección. Aún en presencia de una significativa disminución de la resistencia, dicha disminución es a menudo cuantificada y modelada con referencia a la curva monotónica. La determinación de estas curvas, en especial la relación momento-curvatura ($M - \phi$), es uno de los puntos clave en la modelación del comportamiento histerético del hormigón armado⁽²⁷⁾.

La forma de la relación $M - \phi$ puede obtenerse experimentalmente (midiendo en un ensayo las rotaciones de dos secciones transversales muy cercanas), o de manera analítica, a partir de los denominados *modelos de lámina*, que toman en cuenta las leyes constitutivas del hormigón y del acero. Mediante los dos procedimientos se han obtenido curvas del tipo mostrado en la figura 15, en las cuales para cada cuadrante de carga se definen 4 regiones limitadas por fenómenos característicos de las secciones de hormigón armado. Las curvas en cada región se pueden suponer, en la práctica, como rectas⁽⁵¹⁾. La primera región tiene como límite el punto $M_{cr} - \phi_{cr}$, definido como el inicio del agrietamiento en la sección. La segunda región llega hasta el punto $M_y - \phi_y$, correspondiente a la fluencia del acero en tracción. La tercera región tiene como límite superior el punto $M_u - \phi_u$ de resistencia última de la sección y finalmente, la cuarta región alcanza el punto de fallo $M_f - \phi_f$ de la sección⁽⁵¹⁾. Estas coordenadas dependen de la forma de la sección transversal del elemento, de la cuantía y distribución del refuerzo y del nivel de carga axial al que se encuentra sometida la sección.

Es muy común el despreciar la última región de la curva, puesto que no es probable que pueda ser alcanzada durante una respuesta cíclica de un elemento, tal como se ha observado en las pruebas experimentales, especialmente en el caso de elementos bien diseñados y, por tanto, no será muy importante para el modelo⁽²⁷⁾. Chung⁽⁵¹⁾ propone utilizar una variante, mediante una curva suavizada que empieza antes de que el elemento experimente la curvatura ϕ_u y termina cuando se alcanza el valor de ϕ_f , definiendo adecuadamente este último punto de fallo. Con ello pretende modelar la reducción de la resistencia de los elementos bajo carga cíclica. Otros autores tales como Park⁽⁵²⁾, Krishnamoorthy⁽⁵³⁾, Kunnath *et al.*⁽⁵⁴⁾, Reinhorn *et al.*⁽⁵⁵⁾, El-Metwally y Chen⁽⁵⁶⁾, etc., también des-

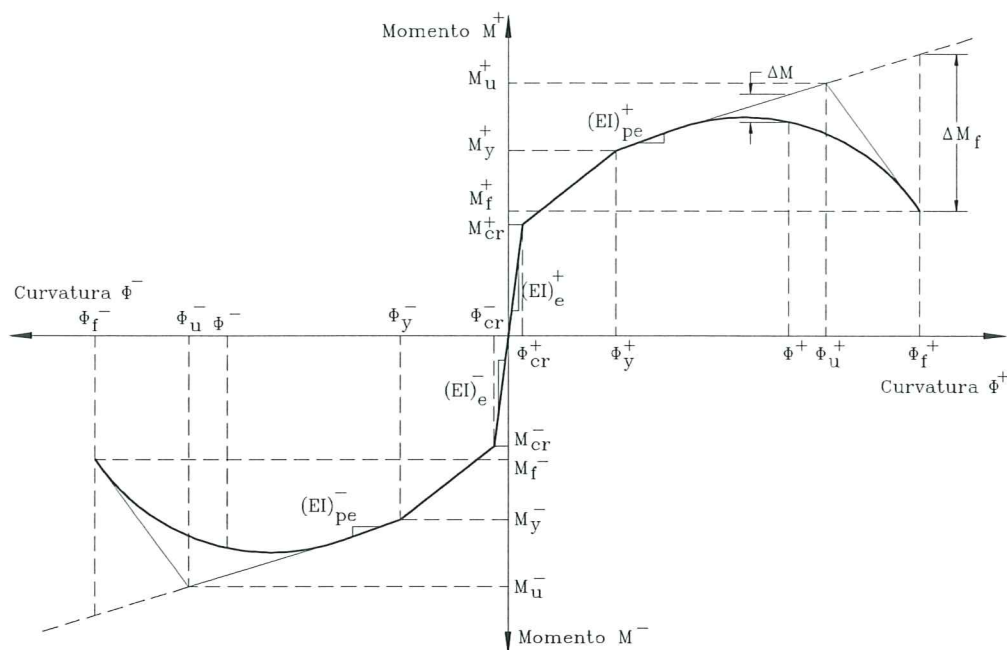


Figura 15. Modelo de relación momento-curvatura bajo carga monotónica, de elementos de hormigón armado.

precian la última región de la curva, modelando la reducción de resistencia a través del modelo histerético, como se describirá más adelante.

También es muy común el no distinguir entre los comportamientos pre y post-agrietamiento, es decir, se supone que la región 1 y 2 son una sola. Debido a que el análisis del comportamiento no-lineal de la estructura se concentra usualmente en el comportamiento post-fluencia de sus miembros, no resulta muy importante su consideración; más aún si los elementos de una estructura real están ya agrietados, debido a las cargas gravitatorias, a efectos diferidos del hormigón, efectos de temperatura, etc⁽²⁷⁾.

6.1 Métodos simplificados

La determinación de los puntos que caracterizan una curva monotónica puede realizarse utilizando expresiones empíricas obtenidas de ensayos experimentales. Destacan las expresiones propuestas por Park⁽⁵²⁾ y Park *et al.*^(7,13,23,57), obtenidas a partir de análisis regresionales de los resultados de numerosos experimentos. Se proponen expresiones que calculan los momentos de agrietamiento, fluencia y último, considerando el efecto del esfuerzo axial y la inelasticidad del hormigón. Así mismo, se proponen ecuaciones para el cálculo de las respectivas curvaturas, especialmente para ϕ_y , considerada como la sumatoria de varias curvaturas que tienen en cuenta las deformaciones por flexión, por deslizamientos de adherencia y deformaciones por cortante elástico e inelástico. La deformación por cortante elástico es calculada utilizando la teoría de vigas elásticas; la curvatura por flexión propuesta por Park y Paulay⁽⁹⁾ y que utiliza suposiciones de secciones planas antes y posteriormente a la flexión, son modificadas mediante factores experimentales que tienen en cuenta el esfuerzo axial y la no-linealidad del hormigón; la curvatura debido a deslizamientos por adherencia se

determina mediante relaciones obtenidas a partir de los ensayos realizados por Ferguson *et al.*⁽⁵⁸⁾; finalmente, la curvatura por cortante inelástico se calcula mediante un modelo desarrollado por Park⁽⁵²⁾ y comprobado mediante el ensayo de 244 elementos vigas y columnas. Todas estas expresiones suponen una sección transversal constante del elemento del tipo T con propiedades antisimétricas, y su ancho colaborante de losa se lo puede determinar utilizando diversos criterios y sugerencias, tales como los propuestos por Pantazopoulou *et al.*⁽⁵⁹⁾.

Otro ejemplo de este tipo de relaciones son las propuestas por Chung⁽⁵¹⁾ y Chung *et al.*⁽¹⁰⁾, los cuales utilizan las suposiciones usuales en resistencia de materiales, tales como la validez de la hipótesis de Navier-Bernoulli acerca del mantenimiento de secciones planas antes y posteriormente a la fluencia, resistencia a tracción del hormigón nula, etc.

6.2 Modelos de lámina

Es posible deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y carga axial, en base a las suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a la flexión. Se supone válida la hipótesis de Navier-Bernoulli y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación tanto del hormigón como del acero. De esta manera, es posible determinar las curvaturas asociadas a los momentos flectores y cargas axiales, utilizando leyes de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. Este procedimiento utilizado se describe en forma detallada a continuación.

Las secciones transversales de los elementos son discretizadas en láminas de pequeño grosor, normales al plano de flexión, como puede apreciarse en la figura 16^(16,40,60). Algunas suposiciones adicionales suelen ser, el ignorar el efecto de deslizamientos por adherencia, que las fuerzas axiales actúan sobre el eje centroidal normal a la sección y que las propiedades del hormigón de recubrimiento y del núcleo son similares.

La deformación unitaria ϵ de cualquier lámina a una distancia z de un eje de referencia de la sección se expresa mediante

$$\epsilon(z) = d\epsilon_0 + z d\phi \quad (12)$$

donde ϵ_0 es la deformación centroidal debida a la carga axial y ϕ es la curvatura de la sección. El momento y la carga axial resultante puede calcularse integrando sobre toda el área, de la forma

$$N = \int E d\epsilon dA \quad (13)$$

$$M = \int E d\epsilon z dA \quad (14)$$

donde N es la fuerza axial, E es el módulo de elasticidad correspondiente a la lámina considerada, sea hormigón o acero. Substituyendo la ecuación (12) en (13) y, discretizándola mediante una sumatoria finita, se obtiene

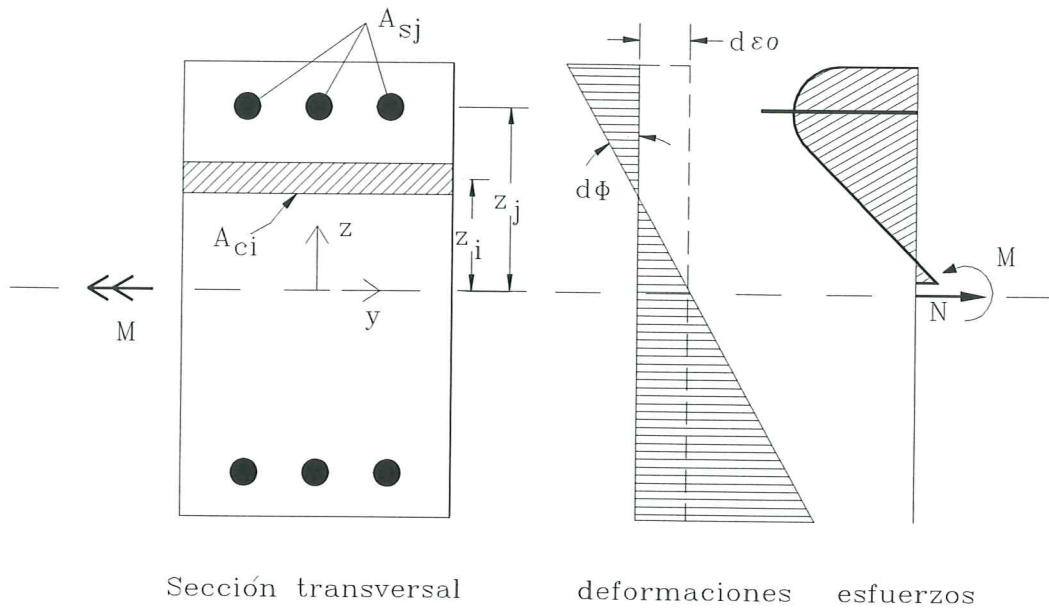


Figura 16. Detalle de la sección transversal discretizada en láminas y distribuciones de deformaciones y esfuerzos.

$$\Delta N = \left(\sum_{i=1}^{ncc} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{nss} f_{sj} A_{sj} \right) d\epsilon + \left(\sum_{i=1}^{ncc} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{nss} f_{sj} A_{sj} z_j \right) d\phi \quad (15)$$

donde ncc , nss son el número de láminas de hormigón y de acero consideradas en la sección, respectivamente; f_{ci} , f_{sj} son los esfuerzos en las láminas de hormigón y acero y A_{ci} , A_{sj} las áreas de las láminas de hormigón y acero respectivamente. El procedimiento de cálculo numérico para obtener la curva $M - \phi$ puede describirse de la siguiente manera:

1. Se aplica un pequeño incremento de curvatura al valor previamente obtenido

$$d\phi_{i+1} = d\phi_i + \Delta\phi \quad (16)$$

2. El cambio en la deformación axial que permitirá el equilibrio se determina utilizando la ecuación (15), debido a la generación de una carga axial desequilibrada (en el primer paso, será la carga axial total, pero en los subsiguientes será la carga axial desequilibrada), mediante las siguientes ecuaciones

$$\Delta\epsilon_o = \frac{(\Delta N - E_x \Delta\phi)}{E_a} \quad (17)$$

$$E_a = \left(\sum_{i=1}^{ncc} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{nss} f_{sj} A_{sj} \right) \quad (18a)$$

$$E_x = \left(\sum_{i=1}^{ncc} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{nss} f_{sj} A_{sj} z_j \right) \quad (18b)$$

3. El incremento de la deformación axial así calculada es sumado al valor previo de deformación axial, pudiéndose obtener el nuevo perfil de deformaciones de la sección, establecido mediante la ecuación (12).
4. La nueva carga axial y el momento son calculados mediante la integración numérica de las ecuaciones (13) y (14). Si la carga axial calculada es aproximadamente igual a la carga axial aplicada (especificando una tolerancia límite), el perfil de deformaciones obtenido es correcto y se realiza todo el procedimiento para un nuevo incremento de curvatura. Si existe una carga axial desequilibrada, se regresa al ítem 2 utilizando un incremento de curvatura nulo, e iterando hasta la convergencia del proceso^(16,40). Es necesario implementar todo el procedimiento en un ordenador.

Los modelos de lámina pueden ser aplicables a cualquier elemento de hormigón armado, sean columnas, vigas, losas, paredes a cortante, etc. La ventaja más importante es que pueden utilizarse para determinar las relaciones momento-curvatura de una sección transversal de cualquier forma, sea rectangular, T, L, etc. y con cualquier configuración de armado. Las expresiones empíricas discutidas en el anterior apartado se basaron en pruebas experimentales de elementos de secciones comunes con configuraciones estándar de armado. En el caso de secciones de forma irregular o con armados y detallamientos no usuales, típicos de elementos no dúctiles, la única alternativa fiable son los modelos de láminas. Su fiabilidad dependerá de la exactitud de los modelos constitutivos del hormigón y del acero⁽⁶¹⁾. Sin embargo, una de sus deficiencias es el no tomar en cuenta las deformaciones por cortante o por deterioro de la adherencia y anclaje, que para ciertos elementos puede ser importante^(27,47,62). Para salvar estos inconvenientes, en algunos estudios se modifican las histéresis de respuesta de los elementos, a fin de tomar en cuenta dichos efectos, como se describirá más adelante.

Sección 7

MODELOS HISTERÉTICOS DEL HORMIGÓN ARMADO

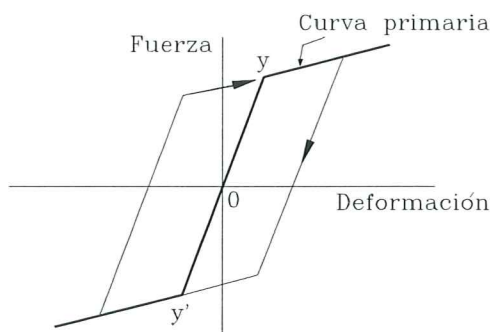
Algunas investigaciones acerca del comportamiento histerético de elementos de hormigón armado han sido dirigidas hacia la modelización matemática de dicho comportamiento, a fin de poder describirlo, formularlo y aplicarlo en la modelación dinámica no-lineal de estructuras. Con este propósito, se han analizado todos los datos provenientes de ensayos de laboratorio (como los descritos en la sección 4) y se han establecido conclusiones generales que han permitido plantear modelos histeréticos, de mayor o menor complejidad, bastante aproximados a las histéresis reales^(63,64).

En general, se ha observado que existe una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético, tales como la forma de la sección transversal, la cuantía, distribución y calidad de anclaje del acero longitudinal y del acero transversal por cortante y confinamiento, las propiedades de los materiales constitutivos y las características de adherencia entre ellos, el tipo y la magnitud de las cargas actuantes, etc. Así mismo, los resultados de los ensayos indican que es necesario tomar en cuenta la variación de los siguientes parámetros⁽²⁷⁾:

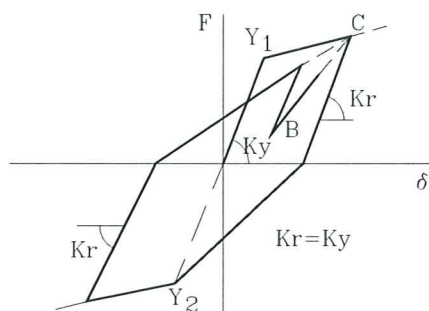
- la rigidez en las ramas de carga y descarga, puesto que es un parámetro determinante en la magnitud de la respuesta en deformación después de los ciclos reversibles de carga, la cual decrece con el incremento de las deformaciones inelásticas;
- el ancho de los ciclos de histéresis incluyéndose el efecto *pinching*, el cual determina la cantidad de energía disipada en los ciclos de carga;
- la disminución de la resistencia de los ciclos de histéresis, en comparación a la resistencia obtenida a partir de la envolvente a carga monotónica, la cual determina la estabilidad de la respuesta y la tasa de aproximación al fallo del elemento.

7.1 Modelos histeréticos usuales del hormigón armado

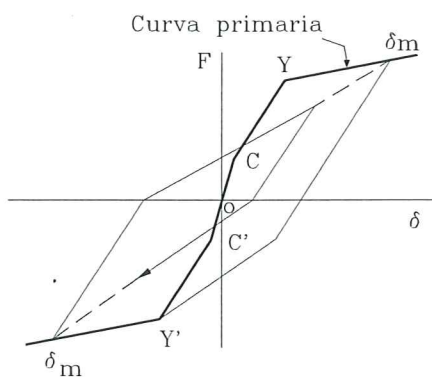
A lo largo de las dos últimas décadas se han desarrollado diferentes modelos cuya complejidad depende del número de parámetros y leyes que lo definen^(65,66).



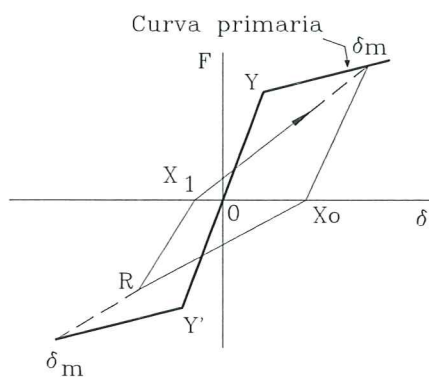
(a) modelo bilineal



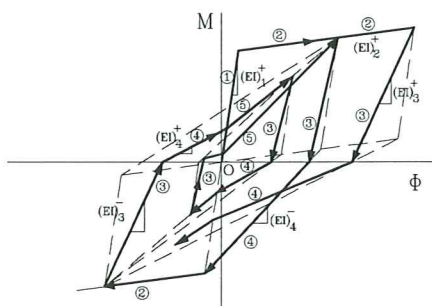
(b) modelo degradante de Clough y Johnston



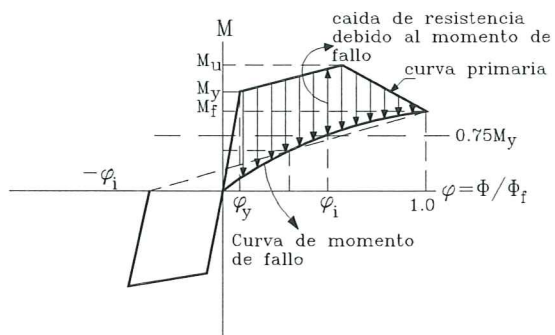
(c) modelo de Takeda



(d) modelo de Q-hyst



(e) modelo de Roufaiel y Meyer



(f) modelo de Chung

Figura 17. Modelos histeréticos usuales de elementos de hormigón armado.

En la figura 17 se recogen algunos de los modelos más utilizados, los cuales se describen brevemente.

Modelos bilineales sin degradación y modelos relacionados

Este modelo utiliza la teoría de plasticidad clásica, con módulo plástico constante y endurecimiento por deformación. La rigidez de la rama de descarga y de recarga es paralela a la rama elástica de carga, hasta alcanzar la fluencia. El resultado es una histéresis de ciclos muy ancha y, por tanto, sobreestima de manera significativa la cantidad de energía disipada del elemento de hormigón armado (figura 17a). El modelo elastoplástico es un caso particular de este modelo, en el cual no se representa el endurecimiento por deformación y el perfil de la curva post-fluencia tiene pendiente nula⁽⁵⁰⁾.

Modelo de rigidez degradante de Clough y modelos relacionados

El primer modelo propuesto por Clough y Johnston⁽⁶⁷⁾ fue muy popular, debido a su simplicidad (figura 17b). En este modelo, de características bilineales, la rama de descarga se mantiene paralela a la rama elástica, hasta llegar al eje horizontal, a partir de la cual el perfil se dirige al punto de plastificación o, si la sección se plastificó previamente en esa dirección, hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo anterior. Sin embargo, investigadores como Mahin y Bertero⁽⁶⁸⁾, Riddell y Newmark⁽⁶⁹⁾, etc., criticaron el modelo debido a lo irreal de ley de recarga después de la descarga, proponiendo algunas correcciones. Otro inconveniente es la rigidez constante de la rama de descarga para la cual, Wang y Shah⁽⁷⁰⁾ propusieron una modificación, degradando tanto la rigidez como la resistencia.

Modelo de Takeda y variantes

Uno de los más utilizados es el modelo propuesto por Takeda *et al.*⁽⁷¹⁾ Se basa en un perfil trilinear envolvente bajo cargas monotónicas, uno para cada sentido de carga, con un cambio de pendiente en los puntos de agrietamiento y fluencia. Utilizando 16 leyes que cubren cualquier secuencia de carga posible, define que el perfil de la descarga a partir de la rama post-fluencia tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta, multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.4}$ (figura 17c), en la cual $\phi_{\max}$ es la curvatura máxima en la dirección de carga. La recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa o al de fluencia.

Otani⁽⁷²⁾ propuso una simplificación de este modelo, convirtiendo la envolvente en bilinear y disminuyendo a 9 las leyes de comportamiento. Por otro lado, Saatcioglu *et al.*⁽⁷³⁾ introdujo la degradación de resistencia para ciclos histeréticos que superen una cierta ductilidad mínima.

Modelo Q-Hyst

El modelo de Q-Hyst, originalmente propuesto por Saiidi y Sozen^(65,74) para modelar la respuesta fuerza-desplazamiento de un sistema vibratorio de un solo grado de libertad y no para una histéresis $M - \phi$, demostró que proporciona la respuesta no-lineal dinámica aproximadamente igual al modelo de Takeda,

siendo muchísimo más simple su planteamiento. El modelo opera bajo una envolvente bilineal simétrica, con pendientes de las ramas de descarga iguales a la pendiente de carga elástica, multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.5}$, en el cual $\phi_{\max}$ es la deformación máxima inelástica en cualquier dirección. Las ramas de recarga en cambio, se dirigen desde el eje horizontal hasta el punto de la envolvente cuyo valor de deformación es $\phi_{\max}$ (figura 17d). Como puede observarse, este modelo necesita únicamente 4 leyes de comportamiento, a diferencia de las 16 necesarias en el modelo de Takeda.

Modelo de Roufaiel y Meyer con sus variantes

El modelo propuesto por Roufaiel y Meyer⁽⁷⁵⁾ opera bajo una envolvente bilineal, donde las ramas de descarga incluyen una degradación de la rigidez y las de recarga pueden incluir el efecto *pinching*. Se traza una rama de descarga auxiliar, paralela a la rama elástica de la envolvente bilineal, hasta encontrar la línea proveniente del origen, paralela a la envolvente post-fluencia (figura 17e). La recta que conecta el punto de intersección con el punto de fluencia en el sentido opuesto (o con el punto de deformación máxima si la sección se plastificó anteriormente), define el extremo de la rama de descarga y su encuentro con el eje horizontal. A partir de este punto, la recarga no siempre se dirige hacia el punto previo de mayor deformación, sino que puede desviarse (efecto *pinching*) dependiendo de la importancia de las deformaciones por cortante. El extremo de la rama representativa del *pinching* termina cuando dicha rama encuentra la rama de carga elástica (o su prolongación), dirigiéndose inmediatamente hacia el punto de deformación máxima previamente alcanzada en el ciclo anterior.

Chung^(10,51) extendió el modelo de Roufaiel y Meyer, incluyendo el efecto de degradación de rigidez y resistencia bajo ciclos de carga de amplitud constante, mediante dos parámetros adicionales: el valor de la curvatura y del momento en el punto de fallo bajo carga monotónica. Estos dos parámetros deben ser obtenidos experimentalmente a través de ensayos bajo carga monotónica con deformaciones mayores a las últimas, cercanas al fallo, o analíticamente, utilizando modelos de lámina; el fallo se define cuando el acero alcanza la rotura (deformación al fallo aproximadamente 1.5 veces la deformación última), cuando el hormigón llega al aplastamiento, cuando la pérdida del hormigón de recubrimiento causa el pandeo lateral del refuerzo longitudinal o cuando el momento resistente de la sección decae hasta un 75% del momento último (figura 17f).

Todos los anteriores modelos tienen el inconveniente de que pueden proporcionar resultados satisfactorios únicamente para ciertos elementos individuales de hormigón armado, tales como vigas, columnas o paneles a cortante, fallando en la versatilidad requerida para modelaciones prácticas de edificios constituidos por un gran número de elementos⁽²³⁾.

Otro modelo muy conocido es el propuesto por Wen⁽⁷⁷⁻⁷⁹⁾ y por Baber y Wen^(80,81), el cual utiliza un algoritmo matemático sencillo y tratable, con el fin de evaluar la respuesta de sistemas ante vibraciones estocásticas. Este modelo ha sido extendido al análisis de la respuesta biaxial de elementos de hormigón armado, siendo uno de los escasos modelos propuestos en este campo⁽⁸²⁾.

Finalmente, uno de los modelos más completos y utilizados hoy en día en el análisis no-lineal de estructuras, es el propuesto por Park *et al.*^(23,83) o

modelo de los tres parámetros. Una variante de éste es el modelo que se describe detalladamente a continuación.

7.2 Modelo histerético de Park *et al.* y variantes

El modelo propuesto por Park *et al.* opera bajo una curva envolvente de cargas monotónicas trilinear, similar a la utilizada en el modelo de Takeda. Sus ciclos de histéresis son gobernados por leyes que dependen de tres parámetros: α , β y γ , los cuales rigen los tres efectos principales del comportamiento histerético del hormigón armado respectivamente: la degradación de rigidez, la reducción de resistencia y el efecto *pinching*. Las definiciones de los tres parámetros pueden apreciarse en la figura 18. Las ecuaciones que rigen al modelo pueden encontrarse en las referencias (23) y (83).

El parámetro α constituye un aspecto novedoso que representa la degradación de la rigidez de las ramas de descarga: la pendiente de dichas ramas se define mediante el punto *A* de la figura 18a, que constituye la intersección de la rama pre-agrietamiento inicial con la ordenada αP_y . De esta manera, α define el grado de degradación de la rigidez como una función indirecta de la ductilidad alcanzada y, más importante aún, el área limitada por los ciclos de histéresis⁽²³⁾. En posteriores versiones del modelo no se ha alterado este planteamiento, simplemente el factor ha cambiado de nombre por *HC*.

Las ramas de recarga se dirigen inicialmente hacia un punto en la rama más externa de descarga alcanzada en la histéresis, a una ordenada de momento igual a γP_y ; sin embargo, antes de alcanzar este punto y, cuando se ha excedido la deformación permanente máxima previa U_s (por ejemplo, el valor de la curvatura en la intersección entre la rama extrema de descarga y el eje horizontal), la rama de recarga se rigidiza y se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo previo en esa dirección (figura 18b)^(23,54). En versiones posteriores de este modelo, el punto donde finaliza el efecto *pinching* ha sido trasladado hacia el punto de agrietamiento, es decir, U_s siempre tomará el valor de la curvatura de agrietamiento inicial, definida en la curva envolvente trilinear, tal como puede observarse en la figura 19a. El factor γ cambia su nombre por $HS^{(16,55,84,85)}$.

La degradación de la resistencia de un ciclo se representa como un factor proporcional a la cantidad de energía disipada, utilizando el parámetro β definido mediante la relación incremental

$$\beta = \frac{d\delta_m/\delta_u}{dE/(\delta_u P_y)} = \frac{d\delta_m}{dE/P_y} \quad (19)$$

donde el δ_m es la deformación máxima alcanzada, δ_u es la deformación última y $dE/(\delta_u P_y)$ es el incremento de energía histerética normalizada. A partir de esta ecuación puede determinarse un punto P_t de la histéresis, evaluando el incremento de deformación mediante la ecuación

$$d\delta_m = \beta \frac{dE}{P_y} \quad (20)$$

y de esta manera, P_t se convierte en el punto de deformación máxima de referencia para definir las pendientes de las próximas ramas de recarga, produciendo

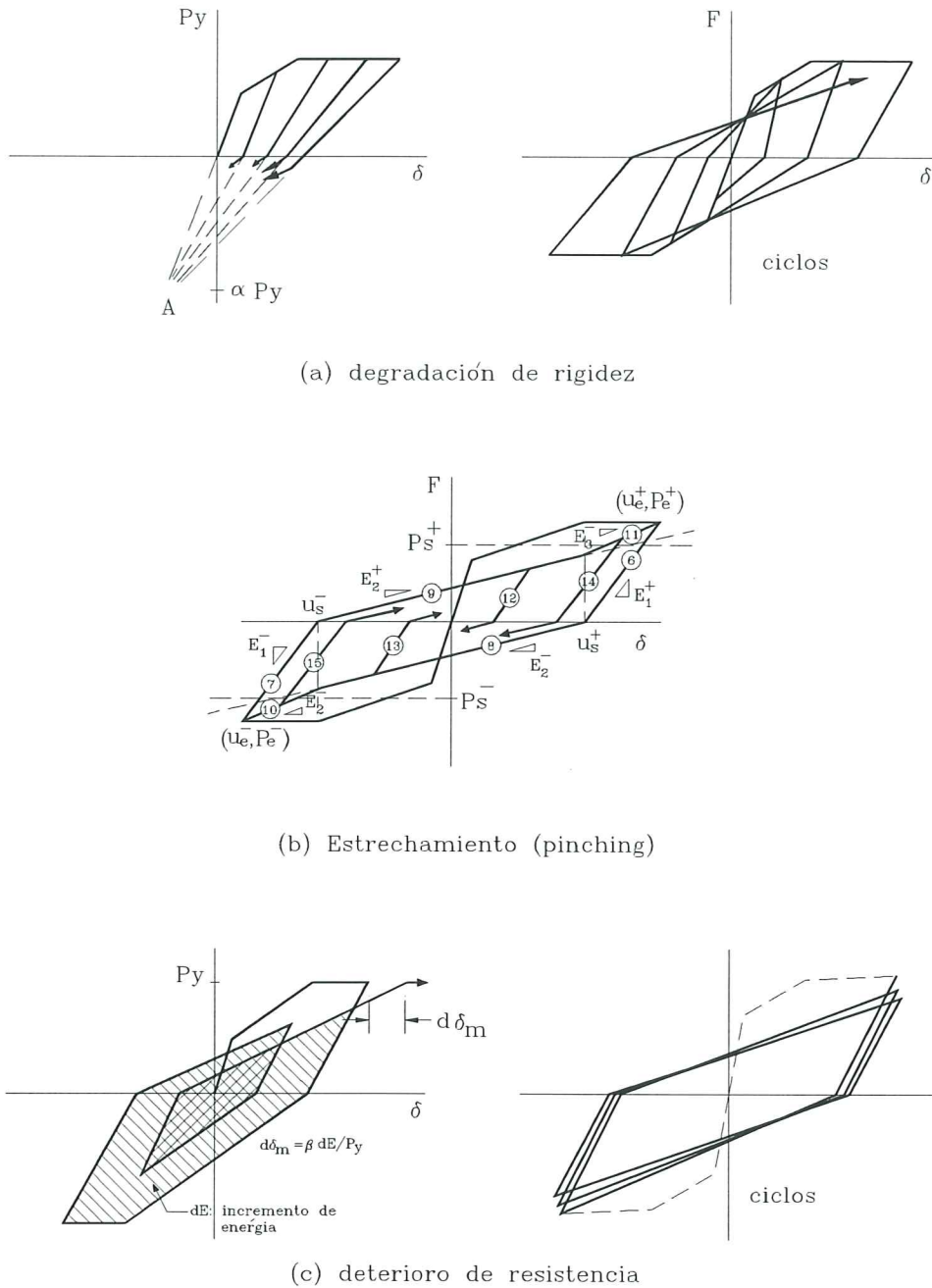


Figura 18. Efectos de los parámetros que rigen el modelo histérico propuesto por Park *et al.*⁽²³⁾

el efecto de la figura 18c. En versiones posteriores de este modelo, se ha redefinido la degradación de resistencia utilizando un parámetro adicional (HBD) que es función de la ductilidad, convirtiéndose en un modelo de cuatro parámetros. El factor β se denomina ahora HBE . Siguiendo la figura 19b, la caída de resistencia se obtiene mediante la ecuación

$$F_n = F_{\max} (1.0 - HBE \times \bar{E} - HBD \times \mu_c) \quad (21)$$

donde $\bar{E}$ es la energía histérica acumulada (el área encerrada en los ciclos de

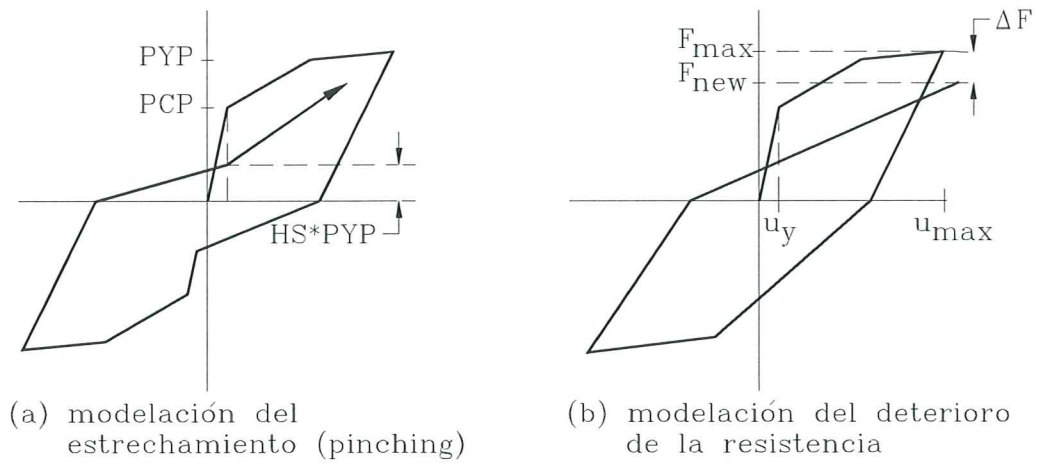


Figura 19. Variantes de los parámetros que rigen el modelo histerético propuesto por Park et al. (Kunnath et al.⁽¹⁶⁾)

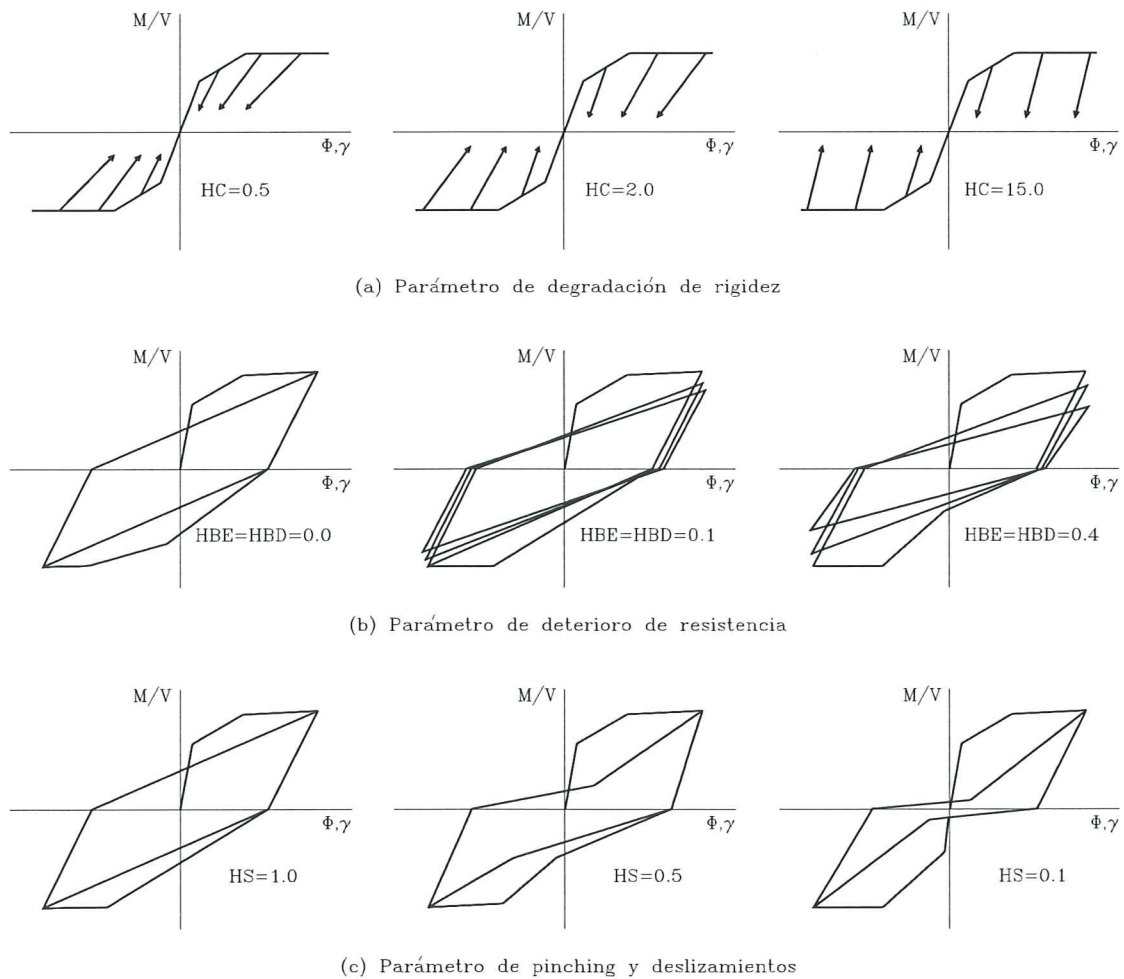


Figura 20. Estudio cualitativo de los efectos de los parámetros que rigen las últimas versiones del modelo histerético⁽¹⁶⁾.

histéresis), calculada mediante

$$\bar{E} = \frac{A_t}{M_y \phi_u} \quad (22)$$

$$\mu_c = \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \quad (23)$$

siendo A_t el área total de los ciclos $M - \phi$, M_y el momento de fluencia y $\phi_{y,u}$ las curvaturas de fluencia y última, respectivamente. La ventaja de esta modificación es la factibilidad de controlar la reducción de resistencia como una función de la ductilidad, de la energía o de ambas simultáneamente.

Se ha podido observar que, variando los parámetros del modelo, pueden obtenerse ciclos de histéresis aproximadamente iguales a los modelos clásicos revisados en el apartado anterior. Ésto es posible, debido a la independencia entre los parámetros y a la versatilidad del modelo. La figura 20 muestra cualitativamente los efectos de los parámetros degradantes de las últimas versiones del modelo histérico. Como puede observarse, se pueden modelar distintos comportamientos de elementos de hormigón armado, variando los parámetros.

Tabla 1. Rangos de valores típicos de los parámetros del modelo histérico.

Parámetro	Descripción	Valor	Efecto
HC	Degradación de rigidez	0.10	Degradación severa
		2.00	Degradación normal
		10.0	Degradación despreciable
HBE	Degradación de resistencia Control por energía	0.00	Deterioro nulo
		0.10	Deterioro normal
		0.40	Deterioro severo
HBD	Degradación de resistencia Control por ductilidad	0.00	Deterioro nulo
		0.10	Deterioro normal
		0.40	Deterioro severo
HS	Efecto <i>Pinching</i>	0.10	<i>Pinching</i> severo
		0.50	<i>Pinching</i> normal
		1.00	<i>Pinching</i> nulo

El modelo de histéresis de Park *et al.* y sus variantes han sido capaces de representar el comportamiento de un gran número de elementos de hormigón armado ensayados experimentalmente; algunos de esos ensayos se han reportado en trabajos muy recientes, como los de Kunnath *et al.*^(54,84,86,87), Hoffmann *et al.*⁽⁸⁸⁾, Bracci *et al.*⁽⁸⁹⁾, etc. En ellos se proponen ciertos valores de los parámetros, los cuales varían de acuerdo con el tipo del elemento estructural, las propiedades de los materiales y la calidad de construcción. Kunnath *et al.*⁽⁵⁴⁾ han encontrado que, para secciones de elementos de hormigón armado correctamente detalladas, los análisis de los resultados son insensibles a cambios substanciales de los valores de los parámetros; desgraciadamente, este aspecto no siempre puede encontrarse en la práctica. Por ello, para realizar análisis no-lineales de alto nivel de estructuras de hormigón armado, es necesario calibrar los valores de los parámetros a los elementos a representar, y ésto es posible únicamente realizando ensayos

experimentales. Sin embargo, los valores de los parámetros se encuentran dentro de ciertos rangos usuales, que pueden ayudar a su determinación en ausencia de pruebas de laboratorio. La tabla 1 muestra los valores típicos de los parámetros, así como sus efectos cualitativos en el ciclo de histéresis. A partir de estos datos, se ha realizado un gran número de investigaciones en todo el mundo, dada la amplia aceptación que ha tenido el modelo entre los investigadores y debido a su mayor eficacia, en comparación con los modelos descritos en el anterior apartado⁽⁹⁰⁾.

Sección 8

ÍNDICES DE DAÑO ESTRUCTURAL

En esta sección se describirán los modelos más utilizados para la evaluación de indicadores y de índices de daño estructural, aplicables a elementos de hormigón armado. El gran número de investigaciones desarrolladas en este campo permite tener un conocimiento muchísimo más amplio del que se tiene para el caso de estructuras de mampostería. La determinación del daño estructural es un importante aspecto en la evaluación de la respuesta inelástica de estructuras de hormigón sujetas a acciones sísmicas. De hecho, esta evaluación contribuye significativamente a la interpretación objetiva de los resultados de un análisis no-lineal y puede también ser utilizada en la interpretación de resultados experimentales.

A pesar de que ha existido un notable progreso en cuanto al desarrollo de modelos de daño, que han sido comprobados experimentalmente, hay que anotar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es muy complejo y que aún no existe un criterio unificado, tanto para la definición de los modelos analíticos como para la descripción del daño en sí, principalmente debido a la gran variedad de tipos estructurales y sus propiedades, así como a las características de las acciones aplicadas. Otro aspecto importante que hay que mencionar, es la relación entre los modelos de daño y las hipótesis utilizadas en la idealización de la estructura. Los modelos estructurales presentan diferentes niveles de discretización, respondiendo cada uno de ellos a diversas hipótesis simplificadoras, las cuales deben ser consideradas en el planteamiento de los modelos de daño. La definición de un modelo de daño engloba la solución de dos problemas fundamentales, ambos asociados a las simplificaciones del modelo estructural, que son:

- El escoger uno o varios parámetros estructurales válidos para describir la evolución del daño en ciertas zonas de la estructura;
- La combinación de dichos parámetros en una función de daño, capaz de cuantificar el daño global mediante indicadores de daño y proporcionar una medida efectiva de la proximidad del fallo⁽⁹¹⁾.

Para describir adecuadamente la evolución del daño, los mencionados indicadores de daño deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Ser funciones monotónicas y no decrecientes con el tiempo.
- Ser funciones adimensionales que representen todos los estados de daño,

desde su ausencia hasta el fallo.

Existen dos procedimientos básicos que pueden utilizarse en el cálculo de indicadores e índices de daño; el primero se basa en la relación demanda-capacidad, es decir, en la comparación entre los valores de alguna variable estructural específica bajo la acción de las cargas —demanda— y los valores de esa variable que la estructura es capaz de soportar —capacidad—. El segundo procedimiento está basado en el análisis de la evolución de la degradación de alguna propiedad estructural, permitiendo de esta manera considerar directamente el efecto acumulado debido a la historia de carga aplicada⁽⁹²⁾.

8.1 Indicadores e índices de daño basados en la relación demanda-capacidad

Relación demanda - capacidad de deformación

Es muy conocido el concepto de ductilidad (μ), que representa la capacidad de una estructura o de un componente estructural, de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y, preferiblemente, sin substancial pérdida de resistencia. Por ello, también ha sido muy común expresar las demandas de desplazamiento y de deformación en términos de relaciones de ductilidad. Estas relaciones han sido utilizadas como indicadores de daño, utilizando como parámetros de daño la rotación θ , la curvatura ϕ , el desplazamiento δ o la distorsión de pisos Δ . De esta forma, un índice de daño se expresaría en base a la ductilidad D_μ mediante la ecuación

$$D_\mu = \frac{\mu_{\max}}{\mu_u} \quad (24)$$

donde $\mu_{\max}$ representa la demanda de ductilidad y, por otro lado, la ductilidad disponible μ_u puede ser estimada utilizando diferentes criterios de fallo, similares a los utilizados por Chung^(10,51). Este tipo de definiciones se han utilizado en diversos trabajos, como los de Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾, Banon *et al.*⁽⁶⁴⁾, Toussi y Yao *et al.*⁽⁹⁴⁾, Ferrito⁽⁹⁵⁾, Mahin y Bertero⁽⁹⁶⁾, Mahin y Lin⁽⁹⁷⁾, etc. El inconveniente de este tipo de modelos es, que las relaciones de ductilidad no toman en cuenta los efectos de los ciclos repetitivos ocasionados por las cargas sísmicas; sin embargo, son aún muy utilizados debido a su simplicidad y fácil interpretación⁽⁹⁰⁾.

Relación demanda - capacidad de resistencia

Una de estas variantes más utilizadas, basada en la relación demanda-capacidad, puede expresarse mediante la expresión⁽⁹³⁾

$$DI_i = \frac{r_a - r_y}{r_u - r_y} \quad (25)$$

donde r identifica una propiedad degradante de un elemento estructural. El subíndice a es el estado de demanda del parámetro utilizado, y es un umbral del parámetro bajo el cual el índice de daño estructural es nulo, usualmente el

límite elástico del parámetro y u es el estado de capacidad máxima o última del parámetro.

El parámetro a utilizar en la ecuación (25) puede definirse de diversas maneras. Una de ellas es utilizando los conceptos de ductilidad de deformación, con lo cual r representaría la deformación y el subíndice y representaría la deformación por fluencia⁽⁹²⁾. Otra manera es utilizar los conceptos de demanda de resistencia. Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾ sugieren que la demanda de resistencia utilice como medida el cortante basal, como parámetro apropiado para la evaluación del daño en edificios de mediana y baja altura⁽⁹³⁾. De esta manera, si r representa el cortante basal, la ecuación (25) puede adaptarse al dicho parámetro, de la forma

$$DI_i = \frac{v_a - v_y}{v_{\max} - v_y} \quad (26)$$

donde DI_i es el índice de daño del elemento, v_a el esfuerzo cortante actuante, v_y el esfuerzo cortante en el momento de la cedencia y $v_{\max}$ es la capacidad máxima a cortante.

Relación demanda - capacidad de energía de disipación

Los modelos basados en esta relación describen el hecho de que una estructura tiene una limitada capacidad de disipación de energía y que el daño progresa conforme la demanda de disipación aumenta. La energía disipada ha sido utilizada como parámetro de daño en algunos trabajos, tales como los de Banon *et al.*⁽⁶⁴⁾ o los de Park *et al.*⁽⁹⁸⁾. El problema fundamental es el de determinar la capacidad última de disipación de energía. Una manera podría ser el aplicar cargas gravitatorias fijas y seleccionar diversos niveles de cargas laterales con una razonable distribución, realizar varios análisis no-lineales de la estructura en los cuales se estima la energía disipada, tantos análisis como incrementos graduales del nivel de cargas laterales se consideren, hasta llegar al fallo. Sin embargo, este procedimiento incrementa las incertidumbres en el análisis del daño, por lo que no es muy utilizado⁽⁹²⁾.

8.2 Indicadores e índices de daño basados en la degradación estructural

En un intento por solucionar los inconvenientes de los anteriores modelos y tomar en cuenta la degradación de los elementos, Shibata y Sozen⁽⁹⁹⁾ han propuesto el *factor de daño DR* definido como la relación entre la rigidez elástica inicial k_o y la rigidez secante correspondiente al máximo desplazamiento $k_{\max}$ (figura 21). Posteriormente, Banon *et al.*⁽⁶⁴⁾ propusieron una ligera modificación, definiendo el *factor de daño a flexión FDR* como la relación entre la rigidez a flexión del elemento k_f y la rigidez $k_{\max}$.

En base a numerosos experimentos, Banon *et al.* encontraron que ni las relaciones de ductilidad ni el factor *FDR* proporcionaban una indicación consistente del fallo, aunque manifiestan que el utilizar *FDR* es preferible puesto que toma en cuenta mayor cantidad de información acerca de la degradación del elemento estructural⁽⁶⁴⁾. Posteriormente, Roufaiel y Meyer⁽⁷⁵⁾ sugieren una forma modificada de *FDR*, definiendo el factor de daño a flexión modificado

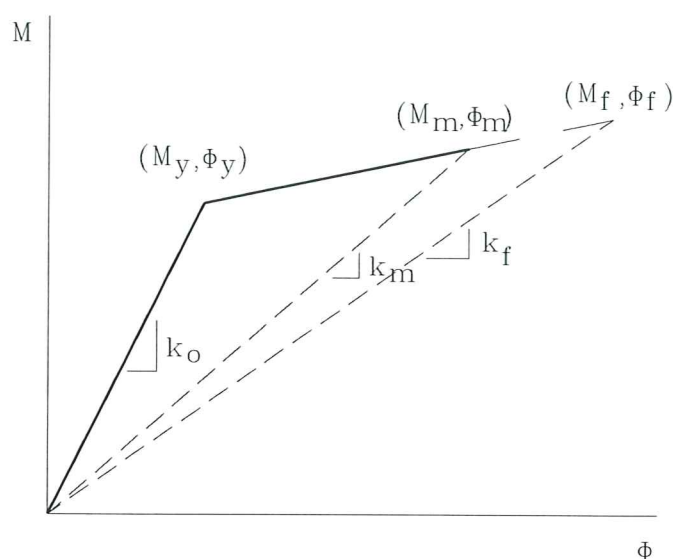


Figura 21. Definiciones de las rigideces k utilizadas en los modelos de degradación.

$MFDR$ como la relación entre el incremento de la flexibilidad entre las condiciones iniciales y de máxima deformación, y el incremento de flexibilidad hasta el fallo, mediante

$$MFDR = \frac{\frac{1}{k_{\max}} - \frac{1}{k_o}}{\frac{1}{k_u} - \frac{1}{k_o}} \quad (27)$$

donde k_u es la rigidez en el punto de fallo. Este parámetro ha mostrado una buena correlación con los resultados obtenidos a partir de ensayos a flexión, incluso algunos incluyendo cortante y carga axial significativas⁽¹⁰⁰⁾. Sin embargo, estos modelos no son capaces de representar el daño acumulado en los elementos sujetos a cargas cíclicas. Debido a esta necesidad nacen los modelos de daño acumulado.

8.3 Indicadores e índices de daño acumulado basados en la deformación

El primer índice de daño acumulado basado en deformaciones plantea una simple extensión del concepto de ductilidad, tomando en cuenta las cargas cíclicas. Banon *et al.*⁽⁶⁴⁾ propusieron el parámetro de *rotación acumulada normalizada* NCR , similar a la ductilidad de rotación, mediante la relación

$$NCR = \frac{\sum |\theta_{\max} - \theta_y|}{\theta_y} \quad (28)$$

Este parámetro fue evaluado para un amplio rango de pruebas bajo cargas cíclicas, la mayoría dominadas por la flexión y algunas incluyendo la carga axial. Posteriormente, Stephens y Yao⁽¹⁰¹⁾ propusieron un índice basado en la ductilidad de desplazamiento, con incrementos positivos y negativos (figura 22a), mediante la ecuación

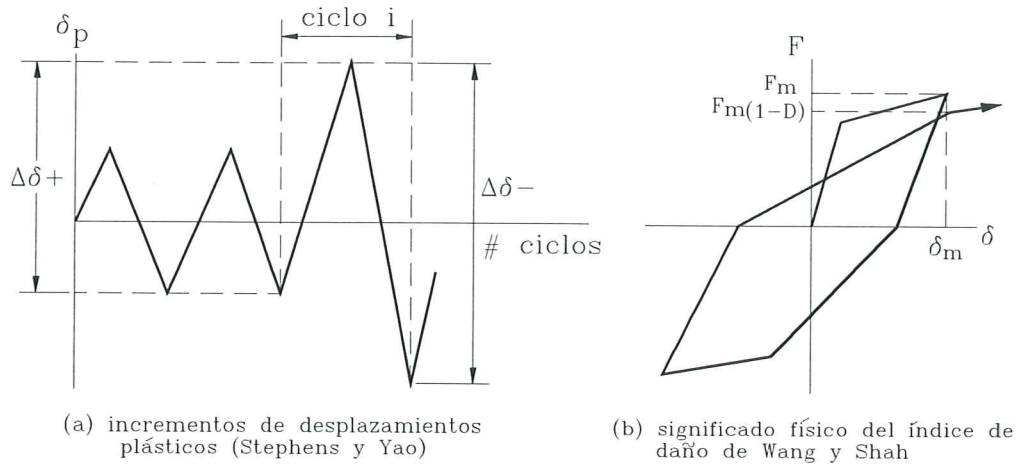


Figura 22. (a) Incrementos de desplazamientos plásticos (Stephens y Yao⁽¹⁰¹⁾). (b) Significado físico del índice propuesto por Wang y Shah⁽⁷⁰⁾.

$$D = \sum \left(\frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-br} \quad (29)$$

donde $r = \Delta\delta^+/\Delta\delta^-$, Δ_f es el valor de $\Delta\delta^+$ en una prueba al fallo mediante un solo ciclo y b es una constante. Los autores recomiendan tomar Δ_f como un 10% de la altura de piso y b igual a 0.77. Por otro lado, Wang y Shah⁽⁷⁰⁾ han propuesto un modelo de daño sencillo, suponiendo que el desarrollo del daño depende de la máxima deformación ocurrida en un ciclo y que la tasa de acumulación de daño es proporcional al daño ya ocurrido, resultando la siguiente expresión:

$$D = \frac{\exp(sb) - 1}{\exp(s) - 1} ; \quad b = c \sum_i \frac{\delta_{m,i}}{\delta_f} \quad (30)$$

donde s y c son constantes predefinidas y el parámetro b es la ductilidad de desplazamiento acumulada escalada. A partir de ensayos experimentales, Wang y Shah sugieren valores de $c = 0.1$ y $\delta_f = 5\delta_y$. El valor de s depende de la relación de forma por cortante del elemento y de la cuantía del refuerzo a cortante, variando entre 1.0 (cuantía mayor) y -1.0 (mínima cuantía). Este índice es básicamente una medida de la degradación de la resistencia producida por la carga de fluencia de un ciclo de deformación, dada por la carga máxima en el ciclo previo y multiplicado por $(1-D)$ (figura 22b). Este modelo ha sido aplicado recientemente por Wang y Wang⁽¹⁰²⁾ para modelar una estructura con paneles de cortante.

Finalmente, los trabajos de Jeong e Iwan⁽¹⁰³⁾ y de Chung *et al.*^(10,104) proponen índices de daño basados en formulaciones de fatiga. El índice de daño propuesto por Chung *et al.* utiliza este tipo de formulaciones, combinada con una definición adicional de fallo tal como se describió en la sección 6. Dicho índice se expresa mediante la relación

$$D = \sum_i \left(w_i^+ \frac{n_i^+}{N_{f,i}^+} + w_i^- \frac{n_i^-}{N_{f,i}^-} \right) \quad (31)$$

donde $N_{f,i}$ es el número de ciclos histeréticos experimentados por el elemento hasta llegar a un nivel de deformación i que provoca el fallo de dicho elemento; n_i es el número de ciclos producidos hasta el valor actual i de deformación y w_i son factores de ponderación definidos mediante

$$w_i^+ = \frac{\sum_{j=1}^{n_i^+} k_{ij}^+}{n_i^+ k_{i,p}^+} \times \frac{\phi_i^+ + \phi_{i-1}^+}{2\phi_i^+} \quad (32)$$

donde $k_{i,p}$ es la rigidez promedio del espécimen al fallo, para el nivel deformación i y el subíndice j se refiere del número del ciclo en el instante i . La definición de los factores para los ciclos de carga negativa son idénticos, simplemente cambiando de signo. El primer término de la ecuación que define los factores de ponderación tiene que ver con el daño progresivo causado por los ciclos sucesivos de carga, mientras que el segundo término toma en cuenta el hecho de que la energía absorbida en un ciclo está directamente relacionada con la historia de cargas. Un inconveniente de este índice, es que no ha sido calibrado en suficiente medida con el daño real observado en las estructuras⁽⁹⁰⁾. En trabajos posteriores, Chung *et al.*^(105,106) han propuesto un procedimiento automático de diseño basado en este índice, en el cual el diseño es aceptable si los elementos de hormigón armado satisfacen el siguiente criterio: para cualquier columna, $D < 0.01$ y para todas las vigas, el promedio de sus índices de daño debe cumplir que $D < 0.3$.

8.4 Indicadores e índices de daño acumulado basados en principios energéticos

La energía de absorción fue la primera medida adoptada para evaluar el daño; Gosain *et al.*⁽¹⁰⁷⁾ propuso una relación energética simple mediante la ecuación

$$D_e = \sum_i \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \quad (33)$$

en la cual son incluidos en la sumatoria únicamente los ciclos histeréticos para los cuales $F_i/F_y \geq 0.75$, tomando en cuenta de esta manera, un criterio de máxima reducción de resistencia. Este índice ha sido utilizado por otros investigadores, tales como Banon *et al.*⁽⁶⁴⁾, Filippou *et al.*⁽¹⁰⁸⁾, Darwin y Nmai⁽¹⁰⁹⁾, etc., proponiendo modificaciones y correcciones por efectos del cortante y de la carga axial. Otros autores han utilizado consideraciones de energía disipada, a menudo normalizada por la energía potencial a la fluencia o al fallo, tales como Banon y Veneziano⁽¹⁰⁰⁾, Park y Ang⁽⁵⁷⁾, Park *et al.*^(7,13), etc.

8.5 Índices de daño combinados utilizando diversos indicadores

Este tipo de índices utilizan una combinación de más de una variable de daño o indicador, tomando en cuenta tanto los efectos de la relación demanda-capacidad, como los efectos de la acumulación del daño. Uno de los primeros índices que aparecieron fue el propuesto por Krawinkler y Zohrei⁽¹¹⁰⁾, expresado mediante

$$D_e = C \sum_{i=1}^n (\Delta \delta_{pi})^{\alpha_i} \quad (34)$$

donde C y α_i son parámetros de comportamiento estructural, n el número de ciclos de carga y $\Delta \delta_{pi}$ las deformaciones plásticas durante el ciclo i de carga. Aunque originalmente este modelo fue propuesto para estructuras de acero, ciertos autores lo aplican con algunas modificaciones a estructuras de hormigón armado^(10,111). Posteriormente, Hwang y Scribner⁽³⁵⁾ sugirieron un índice energético normalizado, evaluado mediante

$$I_E = \sum_{i=1}^n E_i \frac{k_i}{k_e} \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_y} \right)^2 \quad (35)$$

donde E_i es la energía disipada durante el ciclo i , k_e, Δ_y son la rigidez elástica y la deformación de fluencia, mientras que k_i, Δ_i son la rigidez a flexión y la máxima deformación alcanzadas en el ciclo i ; n es el número de ciclos mientras se verifique que la resistencia no disminuye en más del 75% de la máxima.

El índice más ampliamente conocido y el más utilizado de todos es el propuesto por Park⁽⁵²⁾ y por Park *et al.*^(7,23,57,83,98). Este índice consiste en una combinación lineal de la deformación normalizada y de la energía histerética de absorción, utilizando la relación

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (36)$$

donde el primer término es una medida sencilla del desplazamiento pseudo-estático normalizado a la deformación última. El daño acumulado está considerado en el segundo término, mediante la energía histerética normalizada a la energía potencial última. Todos los términos son idénticos a los utilizados en el modelo histerético de Park, discutidos en la sección 7.2. Este modelo tiene muchas ventajas, como su relativa simplicidad y el hecho de que ha sido calibrado a partir de una gran cantidad de información sobre daños observados en elementos de hormigón armado ensayados en laboratorio, incluyendo algunas veces fallos por cortante y adherencia. Estas calibraciones han llegado a la conclusión de que el valor de $D = 0.4$ es el límite entre daños reparables e irreparables⁽⁹⁸⁾. Posteriormente, Park *et al.*^(13,23) sugirieron una clasificación más detallada:

- Para $D < 0.1$, no existe daño o existe ligero daño por agrietamiento localizado.
- Para $0.1 \leq D < 0.25$, se produce daño ligero por agrietamiento leve distribuido.
- Para $0.25 \leq D < 0.4$, se produce un daño moderado, con agrietamiento severo y desprendimientos de recubrimiento localizados.
- Para $0.4 \leq D < 1.0$, se produce daño severo, con aplastamiento del hormigón y el refuerzo queda expuesto.
- Para $D \geq 1.0$, significa colapso.

Este índice ha sido utilizado en un gran número de investigaciones acerca de la vulnerabilidad de estructuras, e incluso en la evaluación sísmica de puentes⁽¹¹³⁾. Los últimos estudios y publicaciones han modificado ligeramente el índice original de la siguiente manera:

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (37)$$

En esta ecuación, la deformación recuperable es excluida de la evaluación del daño y la fuerza y deformación han sido substituídas por el momento y la curvatura⁽⁸⁴⁾. En los trabajos más recientes, la curvatura ha sido reemplazada por la rotación^(16,85).

Finalmente, un desarrollo posterior de índices que utilizan diversos conceptos fue realizado por Bracci *et al.*⁽¹¹⁴⁾ y por Reinhorn *et al.*⁽¹¹⁵⁾, utilizando las definiciones de consumo y potencial de daño, cuya relación proporciona un índice de daño. El potencial se refiere a la capacidad del elemento de sufrir daño antes del fallo, mientras que el consumo engloba dos componentes: el daño producido por la degradación de la resistencia y la energía histerética y el producido por las deformaciones permanentes que sufre el elemento. Su descripción completa puede encontrarse en las referencias (114) y (115).

En conclusión, el número de ciclos de carga tiene un efecto sobre el daño sufrido por un elemento de una estructura de hormigón armado y, por tanto, los índices de daño basados en la demanda-capacidad y los basados en degradación, solo pueden proporcionar una medida aproximada del nivel de daño. Sin embargo, su sencillez en cuanto a cálculo y significado físico hace que dichos índices sean aún muy utilizados. Por otra parte, los índices basados en acumulación de daño logran reflejar el efecto de las cargas cíclicas; su desventaja está en la necesidad de utilizar factores de ponderación, pesos o parámetros cuyo valor real debe obtenerse a partir de ensayos experimentales.

En cuanto a los índices que utilizan una combinación de conceptos de daño, parecen ser los más fiables puesto que, además del efecto de las cargas cíclicas, la relación demanda-capacidad también afecta en mayor o menor medida al daño total. De estos índices, el propuesto por Park y sus respectivas modificaciones tiene la gran ventaja del respaldo de la información acerca de datos reales, obtenida tanto de pruebas experimentales como de la observación directa del daño que los terremotos han provocado a las estructuras. Park⁽⁵²⁾ y Park *et al.*⁽⁷⁾ comprobaron experimentalmente el modelo, realizando pruebas en más de 400 especímenes. Posteriormente, Park *et al.*⁽⁹⁸⁾ calibraron el índice con el daño observado en 9 edificios de hormigón armado, provocado por los terremotos de San Fernando (Estados Unidos, 1971) y Miyagiken-Ohi (Japón, 1978). Más tarde Leon y Ang⁽¹¹⁶⁾ realizaron una calibración adicional utilizando más de 8 edificios dañados en la Ciudad de México, después del terremoto de Michoacán (1985). Con base en estas calibraciones se ha construido la tabla 2, estableciendo los grados de daño y los rangos del índice de daño de Park *et al.*; el valor que mejor estima el índice para cada grado se encuentra en la última columna.

La utilización de los índices de daño permiten evaluar el daño estructural de cada elemento de una estructura, proporcionando suficiente información acerca de su estado de deterioro. El daño sísmico en elementos de hormigón armado

Tabla 2. Grados de daño e índices de daño de Park *et al.*

i	Grado de daño	Índice: rango observado	Índice: promedio estimado
1	Daño no estructural	0.01 – 0.10	0.05
2	Daño estructural ligero	0.10 – 0.20	0.15
3	Daño estructural moderado	0.20 – 0.50	0.35
4	Daño estructural severo	0.50 – 0.85	0.67
4	Colapso estructural	0.85 – 1.15	1.00

suele concentrarse en pequeñas áreas y aún en el caso de daños importantes, solo algunos elementos pueden presentar deterioro. Ésta es una de las razones de la necesidad de utilizar un índice de daño adecuado del elemento. Por otro lado, en ciertos estudios como los de vulnerabilidad y riesgo sísmico, se requiere conocer un índice de daño global representativo del daño de toda la estructura⁽¹¹⁷⁾. Este es el problema que se discute en el siguiente apartado.

8.6 Índices de daño global estructural

Existen dos procedimientos para evaluar el índice de daño global de la estructura: el primero mediante una combinación ponderada de los índices de daño local y el segundo, utilizando algunas características estructurales globales, usualmente basadas en parámetros vibratoriales.

Índices de daño provenientes de promedios ponderados

Mediante este procedimiento, el índice de daño global se obtiene como un promedio ponderado de los índices de daño locales. Para ello, es necesario definir previamente las localizaciones en las cuales se evaluará el índice local y después utilizar una función de ponderación apropiada que permita proporcionar mayores pesos a las zonas más dañadas. Las funciones encontradas generalmente en la literatura son dos, siendo la más ampliamente utilizada aquella que promedia los índices locales, ponderándolos mediante relaciones basadas en cuantías de energía de absorción a nivel local^(10,13,16,51,54,98,105). Esta función se expresa mediante la ecuación

$$D_k = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad (38)$$

donde D_i es el daño local en el punto de evaluación i ; E_i es la energía total absorbida en el punto i y D_k es el daño global del piso k . Generalmente los puntos i son las rótulas plásticas localizadas en los extremos de los elementos viga o columna, que son los sitios donde se concentra el comportamiento inelástico y, puesto que las mismas localizaciones que presentan un alto índice de daño local son también las que mayor cantidad de energía absorben, la ecuación (38) enfatiza su ponderación en los elementos más dañados. Por su parte, Bracci *et al.*⁽¹¹⁴⁾ y Reinhorn *et al.*⁽¹¹⁵⁾ suponen el valor de D_i , calculado para cada elemento estructural, como el máximo índice de daño entre ambos índices evaluados en los extremos del elemento.

Para la evaluación del índice global de toda la estructura se utiliza una ponderación adicional, basada en la misma ecuación (38) como en los trabajos de Park *et al.*^(13,98) y Kunnath *et al.*^(16,54), o en otras relaciones de ponderación que den mayor importancia a ciertos elementos o a ciertos pisos, puesto que del daño localizado en esos elementos o pisos puede depender la estabilidad global^(13,16,54,98). Por ejemplo, un daño severo en las columnas de todo un piso puede generar un mecanismo de traslación de columnas y posteriormente el colapso del edificio. Así mismo, un daño severo en piso inferior de una estructura puede generar el colapso de la misma, a pesar de que otros pisos no presenten daño significativo⁽¹¹⁸⁾.

La segunda función más utilizada es la propuesta por Bracci *et al.*⁽¹¹⁴⁾ y Reinhorn *et al.*⁽¹¹⁵⁾ Dicha función se basa en una ecuación muy general que expresa el daño en un piso mediante

$$D_k = \frac{\sum w_i D_i^{(b+1)}}{\sum w_i D_i^b} \quad (39)$$

donde un alto valor de la constante b resulta un mayor énfasis en los elementos más severamente dañados del piso k , mientras que los pesos w_i permiten introducir criterios de importancia, como los mencionados anteriormente. La forma más simple de esta expresión se obtiene cuando los valores de w_i y b son iguales a la unidad; sin embargo Bracci *et al.* definen los valores w_i como la relación entre la carga gravitatoria total soportada por el elemento i y el peso total de la estructura. Utilizando esta definición se consigue que el daño ocurrido en la base de la estructura tenga la mayor incidencia en la estima del índice de daño global, disminuyendo dicha incidencia en los pisos superiores.

Índices de daño provenientes de parámetros vibracionales

Estos índices evitan el promediado de los índices locales, realizando una estima directa del índice de daño global de la estructura. Generalmente se basan en la estima del periodo de vibración de los edificios o en la utilización de las formas modales, para localizar el daño.

El primer grupo de índices se denominan índices de *ablandamiento estructural o softening indices*, y relacionan los cambios en los primeros modos de vibración de una estructura con el nivel del daño ocurrido. El objetivo original de estos índices fue el permitir la evaluación del daño estructural de una manera rápida, después de ocurrido un terremoto, utilizando un registro sísmico obtenido, por ejemplo, en la parte superior de una estructura. Sin embargo, el método puede ser utilizado únicamente en conjunto con análisis no-lineales en el tiempo o utilizando medidas de vibraciones *in situ*. Una primera propuesta en esta dirección fue realizada por Roufaiel y Meyer⁽⁷⁶⁾, correlacionando un índice de daño global sencillo, expresado en términos de deflexión a nivel del último piso, y el correspondiente cambio en la frecuencia fundamental de vibración, mediante

$$D_{\text{global}} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2\delta_y(\sqrt{f_o/f_m} - 1)}{\delta_f - \delta_y} \quad (40)$$

donde δ es la deflexión del piso en los estados m máximo, y fluencia y f último, f_o es la frecuencia natural antes del daño y f_m es la frecuencia natural de

la estructura dañada en el instante de deflexión máxima. Posteriormente, se han desarrollado trabajos importantes en este campo como los de DiPasquale y Cakmak^(119,120), los cuales desarrollaron un modelo de daño basado en la evolución del periodo natural de vibración desde un sistema lineal equivalente variante en el tiempo, hacia un sistema real no-lineal a partir de una serie de ventanas temporales no traslapadas de los registros de respuesta de una estructura. DiPasquale y Cakmak utilizaron un criterio de máxima verosimilitud para la identificación del sistema lineal equivalente, a partir de los acelerogramas obtenidos en la base y en la parte superior de la estructura, llegando a expresar el índice D_F mediante la ecuación

$$D_F = 1 - \frac{T_o^2}{T_m^2} \quad (41)$$

donde T_o y T_m son los periodos naturales de vibración de la estructura, antes y después de sufrir daño. En trabajos posteriores, DiPasquale y Cakmak demostraron que D_F es aproximadamente igual a la reducción promedio de rigidez de la estructura^(121,122).

Un inconveniente de este grupo de métodos es que proporcionan una muy limitada información acerca de la distribución del daño en una estructura. Otros trabajos, como los de Mork⁽¹²³⁾ y Nielsen *et al.*⁽¹²⁴⁾, toman en cuenta también el segundo modo de vibración.

El segundo grupo de métodos aparece junto con la necesidad de evaluar efectos significativos en modos altos de vibración, cuando a nivel global se presenta únicamente daño ligero o localizado en la estructura. Raghavendrchar y Aktan⁽¹²⁵⁾ han demostrado que la examinación de los modos altos de vibración puede ser utilizada como método de identificación tanto de la magnitud como de la localización del daño estructural. Sin embargo, este tipo de métodos no es muy utilizado, debido a que se requiere de una estima de alta precisión en los datos modales y, por otra parte, su eficacia se demuestra con mayor facilidad para la detección del daño ligero y localizado, antes que para detectar daño sísmico severo.

Sección 9

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Desde hace sólo dos décadas se han realizado estudios detallados acerca del comportamiento sísmico de las conexiones viga-columna, siendo éstas ampliamente reconocidas como zonas críticas en los pórticos de hormigón armado diseñados para resistir la acción de un sismo severo. Como consecuencia de los momentos sísmicos cíclicos reversibles que actúan en las regiones de vigas y columnas cercanas al nudo, las conexiones sufren fuerzas cortantes horizontales y verticales cuya magnitud suele ser varias veces mayor que las inducidas en las vigas o en las columnas y, si el nudo no está diseñado para resistirlas, el fallo por cortante es inminente. Por otro lado, los momentos reversibles que sufre el nudo provocan sucesivos estados de compresión y de tracción en el refuerzo de las vigas, lo cual induce un gradiente de fuerzas asociado a grandes esfuerzos de adherencia que deben soportar el hormigón y el acero en el nudo, el cual, si no está diseñado para resistirlos, puede provocar deslizamientos del refuerzo con la consiguiente disminución en la capacidad a flexión y el aumento de las distorsiones. Todos estos problemas han generado los catastróficos fallos en conexiones viga-columna de estructuras observados durante los terremotos de El Asnam (1980), Ciudad de México (1985), San Salvador (1986), Loma Prieta (1989), etc. Estos son los principales problemas que se enfrentan en el diseño de conexiones y, por ello, los trabajos de investigación se han dirigido hacia ese campo.

Los códigos de diseño actuales especifican que deben evitarse los fallos por cortante, proveer de ductilidad a las estructuras, evitar mecanismos de colapso que pongan en peligro la estabilidad y restringir el nivel de deformaciones. Adicionalmente, Park y Paulay⁽⁹⁾ y Paulay *et al.*⁽¹²⁶⁾ sugieren los siguientes criterios que deben ser considerados para prever un comportamiento satisfactorio de los nudos y de las estructuras aporticadas:

1. La resistencia del nudo no debe ser menor que la resistencia máxima de las columnas y de las vigas que llegan a él. Más detalladamente, la capacidad a cortante de la conexión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
2. El detallamiento del refuerzo de la conexión debe asegurar que los miembros adyacentes puedan llegar a desarrollar toda su capacidad.
3. Los traslapes del refuerzo deben detallarse lo más alejados posibles del

nudo. El refuerzo longitudinal de las vigas no debe terminar dentro del nudo, sin proporcionársele un anclaje adecuado. El detallamiento del refuerzo transversal debe realizarse de tal manera que evite el pandeo del refuerzo longitudinal de las vigas.

4. El detallamiento del nudo debe realizarse de tal manera que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del hormigón.

En un principio, las investigaciones sobre el comportamiento de las conexiones viga-columna se realizaron con poca coordinación entre los investigadores de diferentes países, lo cual permitió el desarrollo de recomendaciones de diseño en algunos de ellos, pero con ciertos criterios conflictivos y sin consenso mundial. Fue entonces cuando aparecieron las primeras recomendaciones del comité ACI-ASCE 352 (1985) en los Estados Unidos, el código neozelandés NZS 3101 (1982), adoptado por el CEB, y el código del Instituto de Arquitectura de Japón (1988).

9.1 Modelo del comité ACI-ASCE 352

En el modelo propuesto por el comité estadounidense, se considera un valor crítico del cortante horizontal en el nudo producido cuando las vigas adyacentes desarrollan su capacidad a flexión (suponiendo que la estructura se diseña para que el fallo se produzca mediante un mecanismo de traslación de vigas). Debido a que el sentido de la flexión cambia bruscamente en la sección vertical de la conexión, esto provoca grandes fuerzas de cortante en dicha sección. Utilizando un modelo simple de columna en flexión, el comité supone que el cortante es resistido fundamentalmente por el núcleo de hormigón y el refuerzo longitudinal de la columna. La integridad de la conexión es asegurada mediante refuerzo transversal horizontal, el cual también sirve para proporcionar confinamiento al hormigón. En resumen, el comité propone tratar al nudo como parte integrante de la columna y su refuerzo a cortante horizontal se diseña como cualquier región crítica de una columna (figura 23a)^(32,127).

Adicionalmente, se proponen límites de esfuerzos admisibles a cortante obtenidos empíricamente, para prevenir un excesivo daño de la conexión. Estos límites están expresados como múltiplos de las raíces del valor máximo a compresión del hormigón f'_c , dependiendo de la severidad esperada de las cargas y del tipo de conexión. Por ejemplo, los múltiplos toman valores de 1.65, 1.25 y 1.0 para conexiones interiores, exteriores y esquineras, si se esperan fuerzas sísmicas severas. Adicionalmente, el comité considera la contribución al mecanismo resistente del nudo que proporcionan las vigas que lo confinan de alguna manera, permitiendo hasta un 50% de reducción en la cuantía del refuerzo horizontal requerido por la conexión en el caso de que todas las caras del nudo se encuentren confinadas por un elemento viga. Finalmente, el comité regula, mediante ciertos criterios, el máximo diámetro de la varilla que puede atravesar la conexión y la relación entre las capacidades a flexión de las columnas y las capacidades a flexión de las vigas, intentando evitar el mecanismo de colapso de traslación de columnas. Puede concluirse, que el comité supone que el cortante vertical en la conexión es soportado por el refuerzo longitudinal de las columnas, no especificando ningún requisito para refuerzo vertical a cortante en la conexión⁽³²⁾.

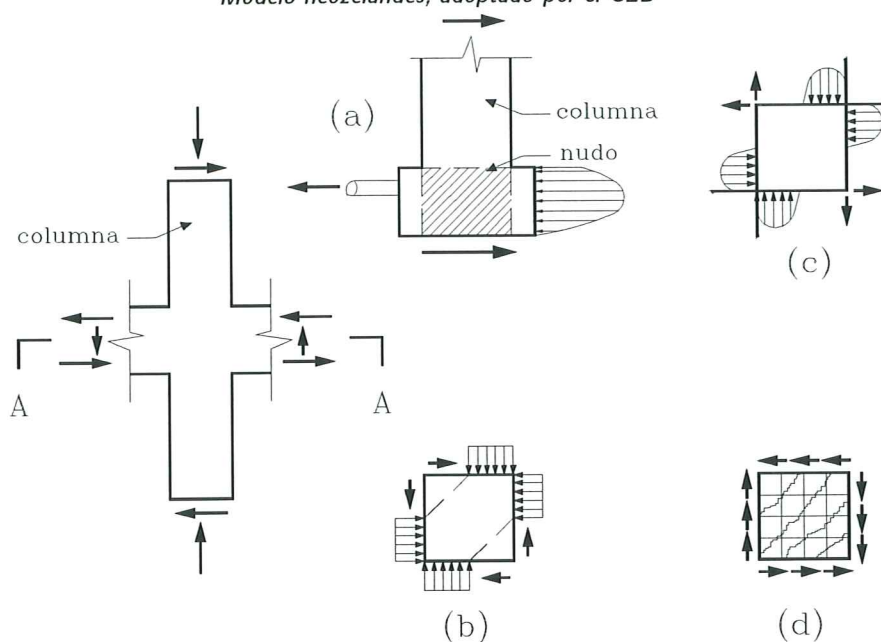


Figura 23. Modelos de diseño de conexiones viga-columna. (a) Modelo del comité ACI-ASCE 352. (b) Modelo de puntal en compresión. (c) y (d) Mecanismos de puntal en compresión y armadura del modelo neozelandés y adoptado por el CEB.

9.2 Modelo neozelandés, adoptado por el CEB

El modelo neozelandés propone un esquema diferente, el cual considera tanto los esfuerzos a cortante horizontal como vertical en la conexión. Del análisis de estos esfuerzos, en combinación con las fuerzas axiales actuando en las caras del nudo, se plantean simultáneamente dos sistemas de equilibrio, como se muestra en la figura 23c y d⁽¹²⁶⁾. El primer sistema es un *mecanismo de puntal diagonal en compresión*, el cual se desarrolla en los estados iniciales de carga, antes de que se produzca un número significativo de ciclos de flexión que causen deformaciones residuales en el refuerzo y un agrietamiento profundo tal, que las fuerzas cortantes actúan en el nudo mediante fuerzas normales actuando en las zonas de compresión. En este estado de deformación se necesita una mínima cuantía de refuerzo transversal para confinar al nudo. En los estados siguientes, cuando la fluencia y el deterioro de la adherencia aparecen en el refuerzo, se supone que el cortante actuante se concentra en la región central del nudo, el cual será resistido mediante un *mecanismo de armadura*, que consiste en una red de puntales pequeños en compresión en el núcleo de hormigón y tensores de fuerzas en el refuerzo del nudo, horizontal y vertical (incluyendo el refuerzo longitudinal de las columnas). Para propósitos de diseño, la resistencia última a cortante del nudo se establece considerando un fallo de tensión diagonal dentro de la conexión. De manera conservadora, la contribución del hormigón a la resistencia a cortante del nudo proveniente de la acción de armadura se toma en cuenta, únicamente si la fuerza axial en las columnas es significativa, ya que su presencia puede mejorar el comportamiento del nudo, reduciendo el ángulo de fallo diagonal⁽¹¹⁾.

Adicionalmente, el modelo propone un control de la demanda de adherencia del refuerzo de las vigas y supone, que la acción de confinamiento que pueden

proveer las vigas a los nudos, observada experimentalmente, probablemente no pueda mantenerse cuando dichas vigas soporten cargas inducidas en la dirección perpendicular a la de cálculo, recalcando que el comportamiento en dos direcciones de una conexión es menos eficiente que el comportamiento en una sola dirección⁽¹¹⁾. Al igual que el comité 352 del ACI, se considera al nudo como parte de la columna pero, por otro lado, manifiesta que la suposición del modelo del ACI, de considerar al refuerzo por cortante como refuerzo por confinamiento simultáneamente es errónea, puesto que el mecanismo de confinamiento en las regiones críticas de una columna es distinto al asociado con la acción cortante que ocurre en la conexión. Finalmente, se ha observado que el ignorar la contribución del puntal de hormigón en compresión al mecanismo de resistencia de la conexión, genera en la práctica unas cuantías elevadas de refuerzo transversal horizontal y aún de refuerzo vertical, por lo que la nueva tendencia es moderar estas suposiciones, con lo cual el modelo se acercará al adoptado por el Instituto Japonés de Arquitectura^(128,129).

A partir de 1984 se han realizado numerosos esfuerzos e investigaciones conjuntas entre investigadores de Estados Unidos, Nueva Zelanda, Japón y China, identificando y resolviendo los criterios conflictivos mencionados en los modelos, lo cual ha hecho posible que hoy en día puedan cumplirse todos los criterios de seguridad de conexiones viga-columna antes mencionados. Es de esencial importancia el cumplir dichos criterios, puesto que la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de una estructura de hormigón armado se basa en deformaciones de rótulas plásticas convenientemente detalladas, mientras que las conexiones, gobernadas por mecanismos de cortante y deslizamientos por adherencia, presentan deficientes propiedades histeréticas. Por esta razón, los nudos no pueden considerarse como fuentes principales de disipación de energía, por el contrario, deben diseñarse para permanecer esencialmente en el rango elástico, ya que si presentan deformaciones inelásticas, pueden contribuir excesivamente a las deformaciones globales de la estructura⁽¹¹⁾.

9.3 Otros modelos de comportamiento de conexiones viga-columna

Los modelos discutidos anteriormente reflejan el punto de vista de investigadores de diversas partes del mundo, planteándose diferencias que pueden atribuirse a diferentes circunstancias, tales como el nivel aceptable de comportamiento, nivel de riesgo, filosofías de diseño y prácticas de construcción distintas, etc. Estos modelos utilizan argumentos empíricos para compensar las descripciones, a menudo incompletas, del comportamiento de las conexiones, utilizando por ejemplo límites de resistencia evaluados empíricamente o proponiendo mecanismos de resistencia interna supuestos. Por ello, existe otro tipo de modelos basados en la observación experimental y en los principios de la Ingeniería Estructural, considerando propiedades de la conexión tales como las leyes constitutivas de los materiales, descripciones dinámicas y de equilibrio de los nudos, etc., tales como los trabajos de Menheit y Jirsa⁽¹³¹⁾, Durrani y Wight⁽¹³²⁾, Ehsani y Wight⁽¹³³⁾, Pantazopoulou y Bonacci⁽¹³⁴⁾, etc.

9.4 Contribución de las losas de piso

Si se ha de asegurar que las conexiones viga-columna posean mayor resistencia que los elementos que llegan a ella, debe evaluarse adecuadamente la máxima resistencia de dichos elementos, especialmente las vigas. Esto involucra la estimación de la contribución de la losa y de su refuerzo a la resistencia última de la viga. Cuando el refuerzo negativo de las vigas entra en fluencia, el refuerzo de la losa paralelo al de la viga entra también en fluencia y, en el transcurso del tiempo, dependiendo de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas a la sección, su resistencia se incrementa significativamente, aunque las tensiones en el refuerzo de la losa disminuyan conforme aumenta la distancia hacia la conexión. Las tensiones en el refuerzo de la losa necesitan ser transmitidas a la conexión a través de las vigas, como puede verse en la figura 24a y, dado que el peralte de la losa es casi siempre más pequeño que el de la viga, la variación de las deformaciones sobre el peralte de la losa es pequeña, actuando entonces la losa como una membrana. Otro problema adicional es, que la contribución del refuerzo depende del anclaje de las varillas dentro de la losa.

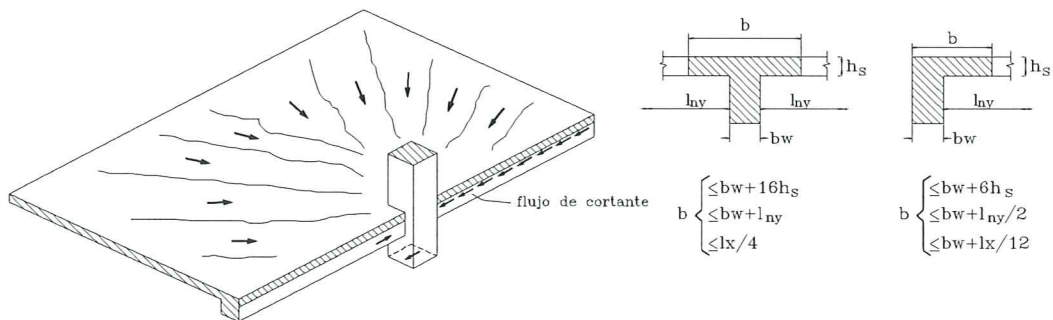


Figura 24. (a). Transmisión de las tensiones de la losa, actuando como membrana, hacia las vigas y columnas. (b). Anchos equivalentes para la evaluación de la resistencia máxima de vigas⁽¹¹⁾.

Se han realizado algunos estudios analíticos sobre este aspecto, tales como los de Pavlovic y Poulton⁽¹³⁵⁾ y Pantazopoulou *et al.*⁽⁵⁹⁾, reconociéndose la dificultad de estimar la cantidad del refuerzo de la losa que participa en la resistencia de la sección. Es interesante el trabajo de Pantazopoulou *et al.*, ya que utilizando un modelo mecánico cinemático derivado del modelo a flexión propuesto por Park y Paulay⁽⁹⁾, obtiene un ancho efectivo equivalente b_L de losa para la respuesta inelástica, similar a cada lado de la viga, que colabora efectivamente a la resistencia de la sección trasversal de dicha viga, proponiendo que⁽⁵⁹⁾

$$b_L = x_{\max} - \frac{x_{\max}^2}{2x_{sh}} \left(1 - \frac{f_y}{f_{\max}^{losa}} \right) ; \quad \text{si } x_{\max} \leq x_{sh} \quad (42)$$

$$b_L = 0.5x_{sh} - 0.5x_{sh} \frac{f_y^{losa}}{f_{max}^{losa}} + x_{max} \frac{f_y^{losa}}{f_{max}^{losa}} ; \quad si \quad x_{sh} < x_{max} \leq x_y \quad (43)$$

$$b_L = 0.5x_{sh} - 0.5x_{sh} \frac{f_y^{losa}}{f_{max}^{losa}} + x_y \frac{f_y^{losa}}{f_{max}^{losa}} + \frac{f_y^{losa}}{f_{max}^{losa}} ; \quad si \quad x_y < x_{max} \quad (44)$$

donde x_{max} es el ancho máximo disponible de losa a cada lado de la sección, x_y es el ancho dentro del cual el refuerzo de la losa comienza a ceder y x_{sh} es el ancho dentro del cual el refuerzo sufre el efecto del endurecimiento por deformación; ambos anchos se evalúan mediante

$$x_y = d \left(\frac{\epsilon_{max}^{losa}}{\epsilon_y} - 1 \right)^{1/2} ; \quad x_{sh} = d \left(\frac{\epsilon_{max}^{losa}}{\epsilon_{sh}} - 1 \right)^{1/2} \quad (45)$$

donde d es el peralte efectivo de la viga. Resolver estas ecuaciones implica que el perfil de deformaciones ϵ a lo largo de la sección transversal de la losa es conocido; sin embargo, en el caso de deformaciones inelásticas, la relación esfuerzo-deformación del acero debe estar ya definida y, conociendo los valores de d y x_{max} , las ecuaciones se reducen a expresiones lineales dependientes de d . En la práctica, para valores de x_{max} entre $3d$ y $7d$, con valores promedio de $5d$ y con relaciones esfuerzo-deformación bilineales, pueden obtenerse diferentes anchos equivalentes dependiendo de la deformación impuesta y del peralte efectivo. Por ejemplo, se ha observado que instantes antes de la fluencia, b_L presenta valores de $1.5 d$, incrementándose hasta el ancho máximo disponible de losa. Para evaluar resistencias últimas de vigas, otros autores han propuesto directamente valores promedio que alcanza la variable b (ancho total colaborante de losa), tales como los presentados en la figura 24b⁽¹¹⁾.

9.5 Problemas de comportamiento en estructuras sin ductilidad

En el análisis y diseño rutinario de estructuras de edificación se considera un modelo estructural, el cual supone los nudos rígidos y que existe una perfecta transferencia entre las acciones de vigas y columnas que llegan a dichos nudos. También es muy usual el utilizar dicha consideración, cuando se realizan análisis no-lineales⁽¹³⁶⁾. Esta suposición constituye una buena aproximación siempre que las conexiones cumplan todos los requisitos de diseño sismo-resistente especificados en códigos actualizados como el estadounidense, el neozelandés o el japonés. Aún en este caso, los nudos sufrirán deformaciones elásticas o pequeñas deformaciones inelásticas. En particular, es importante asegurar que las deformaciones del nudo, asociadas con el cortante o el mecanismo de adherencia, no contribuyan excesivamente a las distorsiones de piso. Por ejemplo, cuando se utiliza un diámetro de refuerzo demasiado grande, una súbita pérdida de la adherencia dentro de la conexión puede provocar aumentos en las distorsiones de piso, de hasta un 1%, aún antes de que dicho refuerzo alcance la fluencia.

Si las conexiones están correctamente diseñadas, frente a un terremoto severo las deformaciones de los nudos pueden llegar a ser tan sólo un 20% del total de deformaciones⁽¹¹⁾. Por el contrario, cuando las conexiones no poseen un adecuado diseño, aún para pequeñas demandas de ductilidad puede ocurrir un deslizamiento por pérdida de adherencia, afectando seriamente la respuesta histerética de los pórticos. Por ejemplo, una pequeña reducción de un 15% en la capacidad de adherencia puede resultar en una pérdida de un 30% de la capacidad de disipación de energía. Este problema se presenta con mayor intensidad en los nudos interiores, mientras que los exteriores presentan problemas con fallos de anclaje^(11,137).

Quizá el aspecto más importante a mencionar es que, si las conexiones no son lo suficientemente resistentes, como mínimo más resistentes que los elementos que llegan a ella, pueden llegar a fallar antes que dichos elementos, lo cual no permitirá que las columnas y las vigas puedan desarrollar toda su capacidad. Si el nudo se considera parte integrante de la columna, como se discutió anteriormente, es muy fácil llegar a un mecanismo de traslación de columnas, asociado a altas demandas de ductilidad seguidas del colapso. La regla general del diseño sismo-resistente es diseñar para que las rótulas plásticas ocurran en las vigas y no en columnas, en regiones muy cercanas a las caras de los nudos. Aún en tales casos, particularmente después de experimentar unos pocos ciclos de excursiones en el rango inelástico, no es posible prevenir que ciertas deformaciones inelásticas ocurran también en algunas partes de la conexión, debido fundamentalmente a la transmisión de las deformaciones inelásticas a través de las varillas de las vigas que penetran en el nudo. Por esta razón, es conveniente diseñar para que la rótula plástica se desarrolle en regiones de las vigas un poco alejadas de las caras de las conexiones⁽¹³⁸⁻¹⁴⁰⁾.

En estudios de vulnerabilidad sísmica, es común encontrar estructuras cuyo diseño consideró originalmente cargas laterales equivalentes y que, sin embargo, no poseen requisitos de ductilidad. Estos problemas se pueden encontrar aún en construcciones nuevas incorrectamente diseñadas. En el peor de los casos, ciertas estructuras no consideran diseño sísmico alguno, es decir, fueron diseñadas bajo carga vertical únicamente, con lo cual su vulnerabilidad sísmica aumenta considerablemente. A pesar de que los estudios de vulnerabilidad sísmica no son nuevos, los estudios referentes a estructuras no dúctiles son muy escasos y recientes^(86-89,141-146). Debido a la importancia de este campo nuevo de estudio, se describe más en detalle a continuación.

Del estudio de todos los requisitos de diseño detallados en los códigos de construcción antiguos y recientes, Beres *et al.*⁽¹⁴²⁾ encontraron que los detallamientos más típicos, ampliamente utilizados y potencialmente críticos para la seguridad de estructuras con poca o ninguna ductilidad, son:

- La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no excede el 2%.
- Los traslapes del refuerzo de las columnas se realizan en regiones de momentos máximos, justo sobre las juntas de construcción de cada piso.
- Estribos en columnas ampliamente separados, proporcionando muy poco confinamiento al hormigón.
- Muy poco o ningún refuerzo transversal dentro de la región de la conexión

viga-columna.

- Discontinuidad del refuerzo positivo de las vigas con muy poca longitud de desarrollo y anclaje dentro de la columna.
- Juntas de construcción sobre y debajo de las conexiones viga-columna.
- La capacidad a flexión de las columnas muy similar a la de las vigas vecinas.

Comportamiento de conexiones interiores con refuerzo continuo

El comportamiento de conexiones interiores con detalles de refuerzo positivo de vigas continuo a través del nudo, fue estudiado experimentalmente por Pessiki *et al.*⁽¹⁴¹⁾, a fin de examinar la capacidad de los traslapes y de las conexiones. A través de ensayos en varios especímenes similares, sometidos a carga axial constante, se encontró que aquellos especímenes cuyos nudos no poseían estribos de refuerzo lateral, concentraban el daño dentro de la conexión y en la región de las columnas localizada entre el nudo y el primer estribo de las mismas. La mayor parte de la energía disipada y la pérdida de rigidez que ocurre en las columnas fue atribuída al deterioro de estas mismas zonas de daño localizado, como lo demuestran los ciclos de histéresis de la figura 25a y b. Todos los especímenes ensayados con ausencia de refuerzo en las conexiones presentaron un agrietamiento severo por cortante en el nudo (figura 25c) y la reducción de la resistencia del nudo se atribuye a la baja capacidad a cortante del hormigón.

Estos mismos especímenes demostraron que el aumento del número de varillas longitudinales en las columnas provoca un tipo de agrietamiento diagonal aún más severo y que, únicamente el espécimen que no tenía traslapes en regiones cercanas a los nudos no presentó, en las columnas, más daño que un agrietamiento leve por flexión y aplastamiento del hormigón a niveles altos de deformación.

Por otro lado, el ensayo de similares especímenes con un ligero refuerzo transversal en los nudos mostraron una mejor distribución de las grietas dentro de la conexión, el traslado de la zona de fallo a la región de traslape y disminución de la pérdida de resistencia. Posteriormente se pierde el recubrimiento de hormigón y se inicia el fallo por pandeo de las varillas longitudinales de las columnas, resultando en una pérdida súbita de la capacidad de dichas columnas^(141,142).

Comportamiento de conexiones interiores con refuerzo discontinuo

Las figuras 26a y b muestran los ciclos de histéresis de las secciones transversales de la viga y de la columna, cercanas a la conexión. Puede observarse claramente las diferencias entre las histéresis de estas secciones y las obtenidas en estructuras con nudos reforzados transversalmente, tales como las discutidas anteriormente. Las histéresis de la figura 26 no son simétricas, debido a que el refuerzo de las vigas es asimétrico y, fundamentalmente, debido a la discontinuidad del refuerzo positivo de las vigas, lo que genera una tendencia al desprendimiento (*pull out*) de las varillas inferiores de las vigas por pérdida de adherencia, incrementando los niveles del momento positivo en flexión. El fallo típico se inició con el desprendimiento del refuerzo discontinuo. El tipo de agrietamiento final se muestra en la figura 26c. La pérdida de la capacidad a cortante del nudo se agravada debido a la pérdida del refuerzo desprendido, resultando un agrietamiento severo y

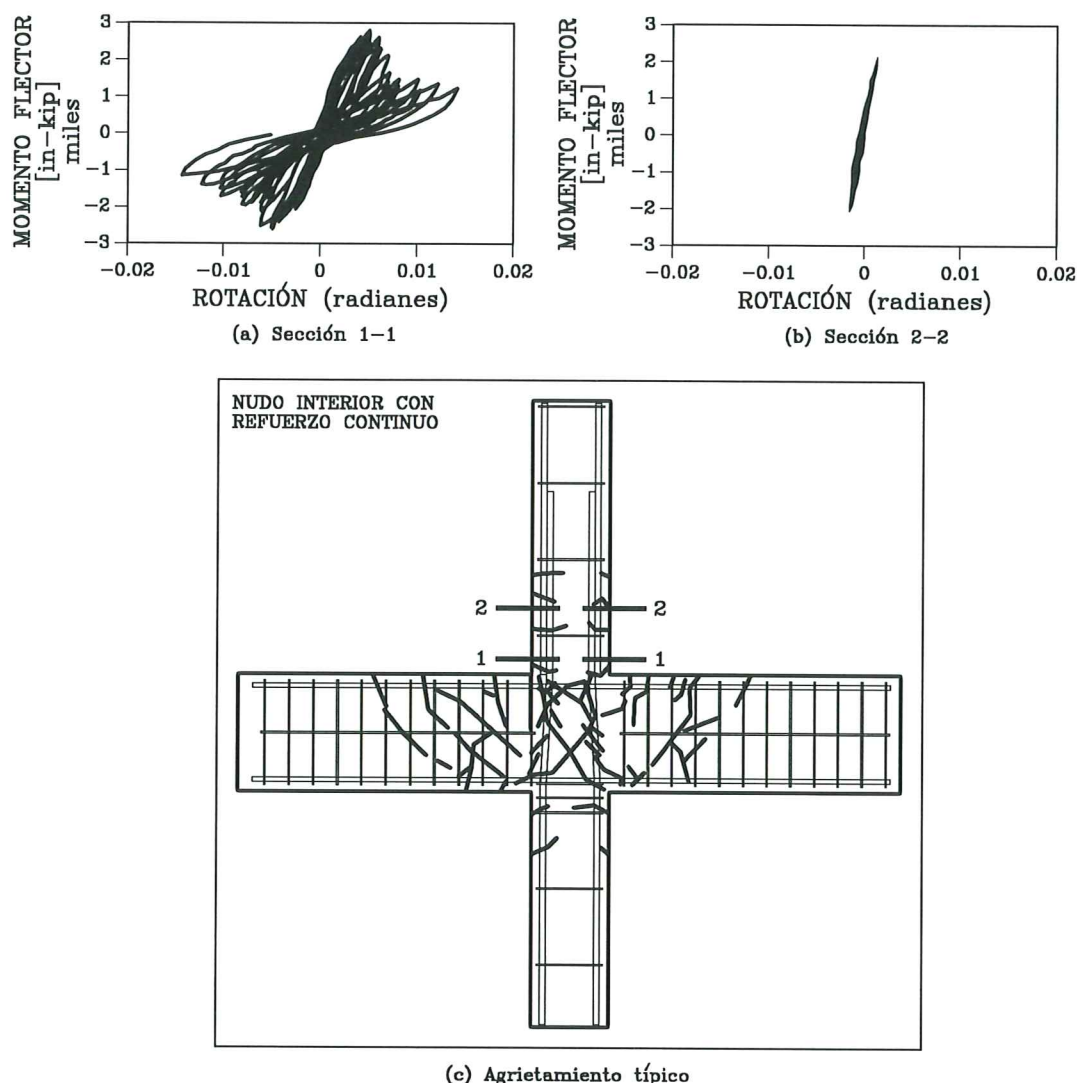


Figura 25. Ensayos sobre conexiones interiores típicas con refuerzo longitudinal continuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos⁽¹⁴¹⁾.

una disminución drástica de la rigidez y resistencia en ciclos subsiguientes⁽¹⁴¹⁻¹⁴³⁾.

Los esfuerzos a cortante máximos de los nudos, en los instantes de carga máxima, fueron un 40% menores que los obtenidos en los especímenes con refuerzo longitudinal continuo. También es importante mencionar que ciertos especímenes poseían vigas transversales a la dirección de cargas, para simular el confinamiento lateral que podrían suministrar las vigas de pórticos perpendiculares al pórtico principal. Los ensayos no mostraron un marcado efecto de estas vigas transversales, tanto en resistencia como en degradación de rigidez o energía total disipada, únicamente trasladaban parcialmente el daño hacia las columnas, alterando con ello las relaciones de disipación de energías entre los miembros^(141,143).

Comportamiento de conexiones exteriores con refuerzo discontinuo

Las figuras 27a y b muestran los ciclos de histéresis obtenidos de ensayos en

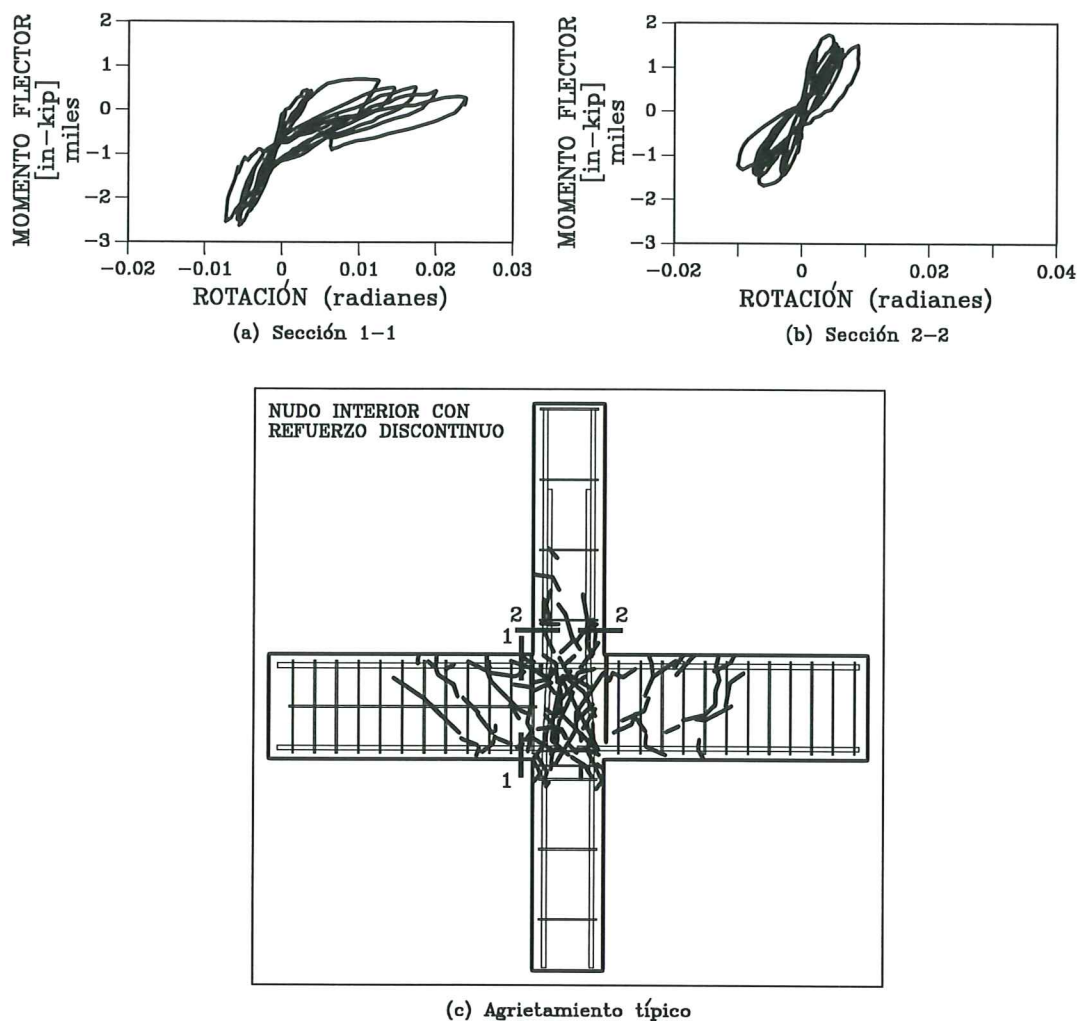


Figura 26. Ensayos sobre conexiones interiores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos⁽¹⁴¹⁾.

especímenes de este tipo. A diferencia de los ensayos en nudos interiores, la disminución en la capacidad de carga en las vigas tiene mayor incidencia en el fallo de nudos exteriores. Inicialmente, durante los primeros ciclos de carga, aparecen grietas en la esquina superior del nudo, cercana a la viga. Conforme aumentan los ciclos de carga, se desarrollan grietas diagonales perpendiculares al gancho de anclaje del refuerzo negativo, causando una caída significativa en la rigidez del nudo. Finalmente, estas grietas progresan diagonalmente a través del nudo, tanto en la región del traslape como en la región interna de la conexión, inmediatamente seguidas de una caída brusca de la resistencia y un agrietamiento severo a lo largo del traslape, permitiendo el pandeo de las varillas longitudinales de la columna. En algunos especímenes se observó el desarrollo de grietas verticales por flexión en la cara del nudo que limita con la viga. Adicionalmente, los ciclos de carga indujeron grandes aberturas en las juntas de construcción. El tipo de agrietamiento final puede observarse en la figura 27c.

Bajo flexión negativa, la acción del gancho de anclaje del refuerzo negativo produce el inicio del agrietamiento a lo largo del segmento vertical del gancho y, a menudo genera una pérdida total del recubrimiento en la cara del nudo

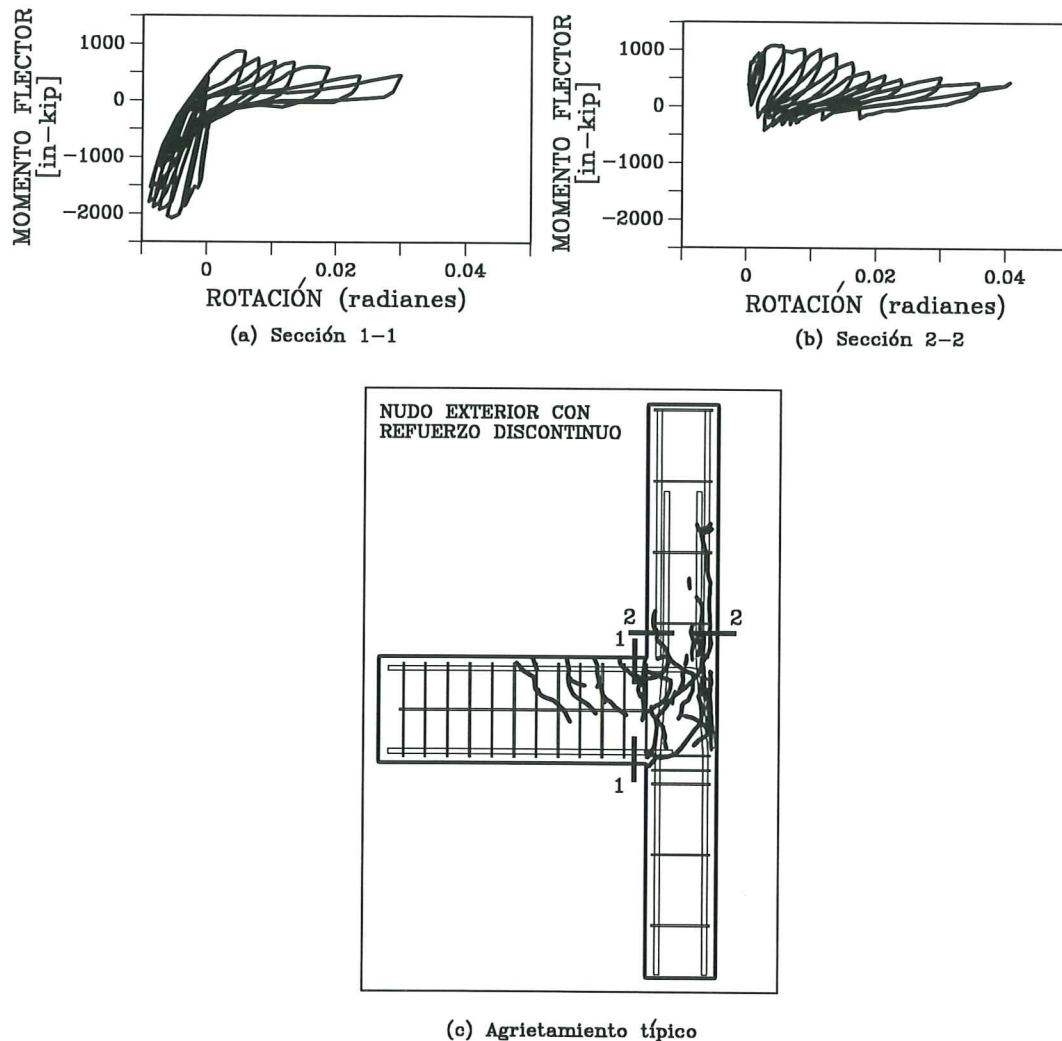


Figura 27. Ensayos sobre conexiones exteriores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos⁽¹⁴¹⁾.

opuesta a la viga. Por su parte, la aplicación de flexión positiva en las vigas causa un aumento del deterioro del nudo, pero el fenómeno de desprendimiento de las varillas inferiores no fue tan dominante como en el caso de los nudos interiores^(141,142).

Los especímenes con vigas transversales de confinamiento mostraron similares mecanismos de fallo; sin embargo, el agrietamiento fue menos severo. El desprendimiento de las varillas inferiores de las vigas se inició aproximadamente al mismo nivel de carga al cual ocurre el agrietamiento severo en los traslapes. El refuerzo transversal de confinamiento del nudo no incrementó la capacidad de carga máxima, pero proporcionó una degradación de resistencia más gradual⁽¹⁴¹⁾.

En resumen, el fallo ocurre por la combinación de un agrietamiento diagonal por cortante excesivo seguido del fallo del traslape en la columna, del desprendimiento del recubrimiento del hormigón debido a la acción del gancho de anclaje del refuerzo negativo de las vigas y, en menor medida, el desprendimiento del refuerzo longitudinal positivo de las vigas. El daño producido en la viga y en la columna que no presentaba traslapes en el refuerzo longitudinal fue

despreciable^(141,142).

Otras observaciones generales acerca del comportamiento de los nudos no dúctiles son, por ejemplo, que las conexiones interiores alcanzan bastante mayor capacidad a cortante y de disipación de energía que los nudos exteriores, que el daño se concentra casi siempre en la conexión y en las regiones adyacentes y que la pérdida de resistencia se relaciona con el agrietamiento diagonal dentro de los nudos. A pesar de que, en algunos especímenes el inicio del daño y la subsiguiente degradación de la resistencia se atribuyó a otros factores diferentes a las altas fuerzas cortantes, tales como el desprendimiento del refuerzo positivo de las vigas, el pandeo de las varillas longitudinales de las columnas y los fallos provocados por los traslapes y los anclajes, la capacidad de resistencia expresada en términos de coeficientes de resistencia a cortante del nudo pueden servir como una buena base de comparación entre la efectividad de diferentes configuraciones de conexiones^(141,142). Por otra parte, todos los ensayos han mostrado histéresis con una rápida degradación de la rigidez y un efecto *pinching* muy marcado, provocando un deficiente mecanismo de disipación de energía, debido a varios factores tales como: las deformaciones inelásticas, el agrietamiento por flexión y cortante, las distorsiones que sufre la conexión, deslizamientos por pérdida de adherencia, pérdida del recubrimiento de hormigón y fallos en traslapes y anclajes.

Sección 10

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES

LOSA-COLUMNA

A pesar de que los edificios aporticados con losas planas, es decir, aquellas estructuras cuyo esquema resistente vertical y horizontal son únicamente columnas y losas, han sido utilizados desde principios de siglo y en muchas partes del mundo⁽¹⁴⁷⁾, su comportamiento ante terremotos severos aún no está completamente explicada. Esta tipología estructural, utilizada en edificios de hasta 15 pisos o más, es muy ventajosa debido a la facilidad y rapidez de enconfrado, además de que minimiza la altura de los edificios y proporciona amplia libertad arquitectónica para el diseño de espacios⁽¹⁴⁸⁾. Sin embargo, estos edificios presentan tres graves desventajas⁽¹⁴⁹⁾: las conexiones losa-columna no poseen la rigidez de los nudos viga-columna, el cortante se concentra excesivamente alrededor de las columnas y las deflexiones tienden a valores muy altos, debido a la minimización del peralte del sistema horizontal y los efectos adicionales de la flexión bi-direccional.

Se ha observado que las grandes fuerzas de cortante en una conexión de este tipo pueden producir un fallo de punzonamiento frágil localizado, que degenera en el colapso de toda la losa de un piso. Las restantes losas, a más de sufrir similares demandas de cortante, reciben fuertes cargas de impacto por el colapso de las losas superiores, generándose mediante este mecanismo de fallo el colapso progresivo de toda la estructura^(150,151). Este tipo de fenómenos se ha observado en varias ocasiones como, por ejemplo, después de los terremotos de Michoacán (Ciudad de México, 1985) y Whitier Narrows (Estados Unidos, 1987)^(152,153). En Ciudad de México, el porcentaje de edificios con losas planas que sufrieron daño severo o colapso fue el doble de los edificios aporticados con presencia de vigas. Adicionalmente, su alta flexibilidad y baja ductilidad no permite cumplir los actuales requisitos de diseño sismo-resistente, incrementando además los problemas relacionados con el efecto $P-\delta$ ⁽¹⁵⁴⁻¹⁵⁶⁾. Incluso se ha llegado a manifestar que esta tipología no debe utilizarse en áreas de alta peligrosidad sísmica, a menos que se la provea de un esquema resistente adicional como pueden ser los paneles a cortante^(157,158). Esta estrategia no es tampoco la solución para este tipo de edificios, si no se la acompaña con un correcto diseño estructural sismo-resistente⁽¹⁴⁷⁾.

En las dos últimas décadas se han realizado muchos trabajos experimentales acerca del comportamiento de conexiones losa-columna diseñadas según los

códigos vigentes; entre los más recientes se encuentran los de Pan y Moehle⁽¹⁵⁹⁾, Hawkins *et al.*⁽¹⁶⁰⁾, Siao⁽¹⁶¹⁾, Yamada *et al.*⁽¹⁶²⁾, Alexander y Simmonds^(163,164), etc. Las recomendaciones más utilizadas en el diseño son las propuestas por el comité ACI-ASCE 352^(165,166). Sin embargo, las investigaciones experimentales realizadas acerca del comportamiento sísmico de conexiones con detalles no dúctiles son casi inexistentes^(167,168). Las conexiones losa-columna con escaso o ningún refuerzo por cortante y punzonamiento y con refuerzo positivo de losas discontinuo, se constituirán en los elementos más vulnerables de las estructuras ya que, al ser sometidas a la acción sísmica, la inexistencia de detallamientos dúctiles provocará un severo límite en la resistencia a cortante y en la capacidad de transferencia de momentos, para posteriormente provocar el fallo por punzonamiento y el colapso progresivo.

En estudios de vulnerabilidad sísmica, es común el analizar estructuras con conexiones no dúctiles, por lo que en el apartado siguiente se describe brevemente el comportamiento observado en este tipo de conexiones.

Comportamiento de conexiones interiores

Los ciclos de histéresis de una conexión típica no dúctil sin carga axial puede observarse en la figura 28a. Debido a la pequeña o ninguna cantidad de refuerzo inferior en la losa, característica de conexiones sísmicamente mal diseñadas, o diseñadas únicamente a cargas verticales, la capacidad a flexión se ve limitada al momento de agrietamiento de la losa y, este límite, depende del nivel de carga axial, como puede observarse en la figura 28b⁽¹⁶⁸⁻¹⁷⁰⁾. Una vez que se alcanza el momento de agrietamiento, la resistencia se degrada rápidamente, dependiendo de las condiciones de anclaje. Por otro lado, la pérdida de rigidez es distinta en ambos sentidos de la flexión, debido a la diferente cuantía de aceros positivo y negativo. Cuando las distorsiones superan el 1 o 2%, la rigidez del espécimen se degrada tan rápidamente, que pierde un 75 a un 85% de su valor inicial^(168,169,171), terminando en un fallo local por punzonamiento que puede provocar el fallo de todo el piso y, posteriormente, el colapso progresivo de toda la estructura.

Así mismo, la capacidad de transferencia de momentos de la losa en los dos sentidos se presenta diferente, debido a las distintas cuantías de refuerzo. La mayor parte de los momentos negativos que causan tracción en el refuerzo superior de la losa se resiste dentro de un ancho colaborante limitado y centrado en la columna, de dimensión dependiente del nivel de deformación⁽³³⁾, mientras que la capacidad de transferencia de momentos positivos depende en gran medida del refuerzo inferior de la losa. Dado que la cuantía del refuerzo inferior es mínima o nula, el momento de agrietamiento de la sección limita la capacidad de transferencia. Una vez alcanzado este agrietamiento a flexión positiva, el refuerzo de la losa fluye inmediatamente o, a su vez, pierde el anclaje, reduciendo la capacidad de transferencia de momentos hasta casi anularla. Mediante la comparación de las figuras 28 puede comprenderse claramente el efecto de la presencia de la carga axial; a pesar de que la resistencia a momentos positivos puede aumentar, debido a que el momento de agrietamiento se eleva por el esfuerzo de compresión, la capacidad a flexión negativa no cambia, los ciclos de histéresis sufren mayor efecto *pinching* y una menor capacidad de disipación de energía, alcanzándose las capacidades máximas a valores de deformación más bajos.

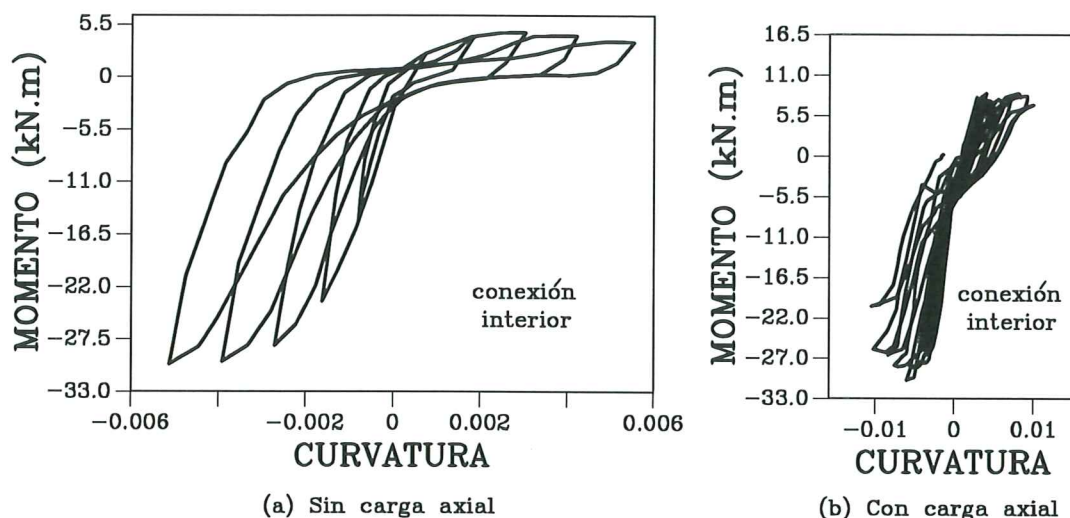


Figura 28. Ensayos sobre conexiones interiores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo por cortante en los nudos: (a) sin carga axial y (b) con carga axial⁽¹⁷¹⁾.

Comportamiento de conexiones exteriores

En las figuras 29a y b puede observarse que, en general, el comportamiento de las conexiones exteriores es bastante similar a las interiores. Al igual que en el caso anterior, los ensayos muestran que únicamente el refuerzo perteneciente a una zona limitada de la losa presenta una participación efectiva en la transferencia de momentos^(168,169,172). El anclaje en la columna del refuerzo positivo de la losa juega un papel clave en la respuesta histerética de este tipo de conexiones. La existencia de cuantías pequeñas o nulas de refuerzo positivo discontinuo provocan histéresis antisimétricas con un efecto *pinching* muy marcado, llegándose al fallo del anclaje bajo flexión positiva, lo que causa una excesiva deformación de la losa.

Bajo flexión positiva, el agrietamiento por flexión en la parte inferior de la losa ocurre en regiones cercanas a la columna, seguido por la fluencia del refuerzo inferior de la losa y por la pérdida de su anclaje, provocando una severa degradación de la resistencia. Al igual que en las conexiones interiores, la respuesta se ve afectada por la presencia de la carga axial. En presencia de valores altos de compresión, el agrietamiento inferior de la losa debido a la flexión positiva ocurre en una región ligeramente alejada de la cara de la columna, lo cual impide o pospone el efecto de la pérdida del anclaje. En cuanto a la respuesta bajo flexión negativa, ésta muestra también una severa degradación de la resistencia, especialmente después de iniciada la pérdida del anclaje del refuerzo inferior de la losa, mientras que la carga axial genera, al igual que en el caso anterior, un estrechamiento de la histéresis con la consiguiente pérdida de la capacidad de disipación de energía.

Por otra parte, la degradación de rigidez en los dos sentidos difieren considerablemente, debido a la gran diferencia en las cuantías de refuerzo positivo y negativo. La ausencia o deficiencia en el anclaje del refuerzo positivo de la losa provoca una disminución de la rigidez inicial y, mientras se incursiona en el

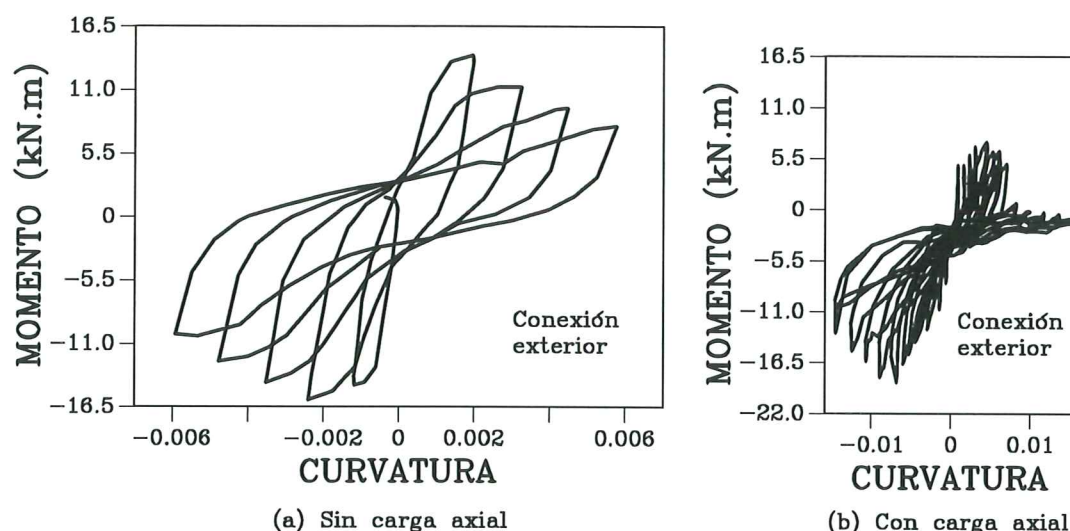


Figura 29. Ensayos sobre conexiones exteriores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo por cortante en los nudos: (a) sin carga axial y (b) con carga axial⁽¹⁷¹⁾.

rango inelástico, puede llegar a perderse hasta un 75% de la rigidez elástica para distorsiones de piso de hasta un 1%. La más rápida degradación de la rigidez se presenta en la dirección de flexión positiva, provocada por el fallo del anclaje del refuerzo inferior de la losa.

Comportamiento general de conexiones losa-columna

En las estructuras donde las conexiones losa-columna están sometidas a carga vertical uniformemente distribuida y donde los vanos son aproximadamente iguales, el fallo de las conexiones interiores son usualmente controladas por la transferencia del cortante directo, mientras que el fallo de las exteriores casi siempre está controlado por una combinación de cortante, flexión y torsión, debido al desbalance en los momentos que llegan a ellas. Sin embargo, cuando los pórticos resisten cargas laterales, se crean desbalances de momentos en todas las conexiones y la transferencia de momentos reduce la resistencia al cortante.

Es importante notar, que las observaciones de campo y de laboratorio han mostrado que, a diferencia de las conexiones viga-columna que han presentado fallos por cortante, los fallos típicos losa-columna se atribuyen fundamentalmente al fallo de la losa o de la columna, en regiones fuera de la conexión. Incluso no se han observado fallos en las conexiones, con excepción de aquellas en las cuales el refuerzo no presenta anclajes adecuados^(152,166). Esto se debe a la ausencia de elevados esfuerzos de cortante dentro del volumen común que comparten la losa y la columna y al confinamiento que la losa y la columna proporcionan a ese volumen, evitando que el fallo por cortante ocurra aún excediendo el cortante admisible por una conexión viga-columna. Sin embargo, la losa y la columna soportan altas demandas de cortante y, si no están correctamente detalladas, el fallo por punzonamiento y el posterior colapso progresivo es inevitable. Para evitarlo, las recomendaciones de diversos códigos tales como las del comité ACI-ASCE 352 especifican que el refuerzo positivo de la losa debe ser continuo y debe atravesar toda la conexión (en el caso de nudos interiores) o presentar una

adecuada longitud de desarrollo y de anclaje (en el caso de nudos exteriores), todo ello para proveer además de un mecanismo secundario de seguridad que sostenga la losa después de ocurrido el fallo por punzonamiento, como se muestra en la figura 30. La ausencia de este mecanismo de seguridad es otra de las razones del pésimo comportamiento de las conexiones con detalles no dúctiles^(151,168,169).

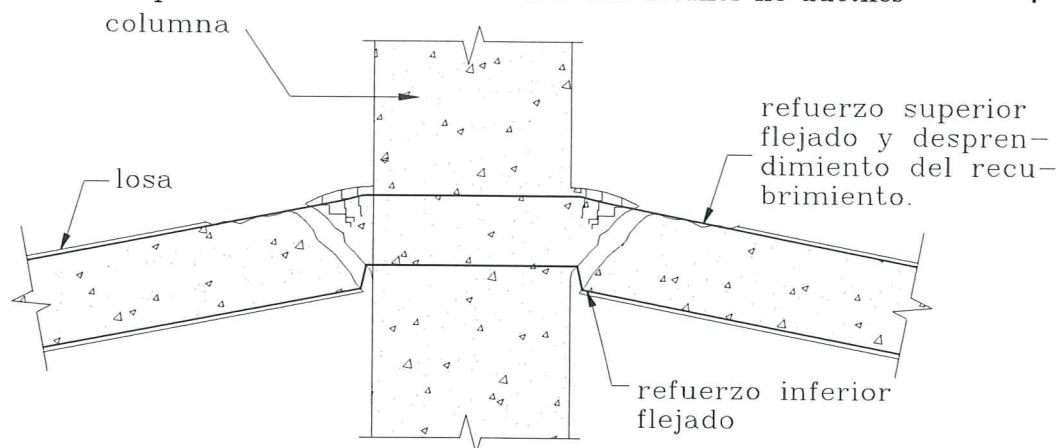


Figura 30. Mecanismo de seguridad proporcionado por el refuerzo positivo de losa, cuando presenta continuidad en conexiones interiores o una adecuada longitud de anclaje en las columnas de conexiones exteriores.

Como se ha descrito, tanto en las conexiones exteriores como en las interiores se ha observado que la mayor parte de la demanda de momentos en la zona de la conexión se resiste dentro de un ancho limitado de losa, denominado ancho equivalente⁽³³⁾. Su determinación es muy importante para la modelación estructural, especialmente cuando no se utilizan esquemas de cálculo muy sofisticados tales como el de los elementos finitos. Se han propuesto diversos modelos, tales como los de Pecknold⁽¹⁷³⁾, Mehrain y Aalami⁽¹⁷⁴⁾, etc., los cuales determinan un ancho colaborante equivalente estimado utilizando la teoría de placas elásticas. Se determina un factor α_i de tal manera que una losa de ancho $\alpha_i L$ (L la longitud del vano) con una rotación uniforme a la altura del soporte, permita a la columna, localizada en el centro del panel, rotar en la misma cantidad que la columna original. La losa es entonces modelada como una viga de ancho $\alpha_i L$ y de altura el espesor original de la losa. El factor α_i se calcula en base a la rigidez elástica equivalente de una conexión interna, la cual toma en cuenta las rigideces a flexión y torsión de la columna y la losa. Sin embargo, la resistencia última a flexión de la losa, siendo un factor muy importante en el cálculo de la respuesta estructural, no se considera en este tipo de modelos.

En otro tipo de modelos, como el denominado método de la columna equivalente, aquellas porciones de losa cercanas a las caras de la columna se suponen que actúan como elementos a torsión, los cuales transfieren los momentos de la losa a la columna. Dicha transferencia se supone que ocurre directamente sobre el ancho c_2 de la columna e indirectamente a lo largo de los elementos torsionales. La rigidez rotacional de la columna equivalente se determina como una función de la rigidez torsional de la losa a cada lado del nudo y de la rigidez a flexión de las columnas, superior e inferior, que llegan al nudo. El efecto del agrietamiento en

la losas es considerado de manera indirecta, mediante la calibración de la rigidez equivalente de la columna utilizando datos experimentales. Este procedimiento está limitado a análisis lineales, considerando cargas gravitatorias y laterales estáticas⁽¹⁴⁹⁾.

Uno de los modelos más recientes es el propuesto por Luo *et al.*⁽¹⁷¹⁾, el cual está basado en el concepto de ancho equivalente mencionado anteriormente, que según los autores es el más conveniente para modelizar el comportamiento de la losa incluyendo la resistencia, rigidez y respuesta histerética^(33,171). Los anchos equivalentes $\chi\alpha_i L$ y $\chi\alpha_e L$ correspondientes a conexiones internas y externas, respectivamente, utilizan un factor χ que toma en cuenta la reducción de rigidez debido al cortante que generan las cargas gravitatorias presentes, cuyos valores están entre 0.8 y 1.0. El factor α_e , obtenido de similar forma que α_i , considera las diferencias de rigidez entre las conexiones exteriores y las interiores. Luo *et al.*⁽¹⁷¹⁾ realizó modelaciones y cálculos no-lineales de estructuras con losas planas, verificando sus resultados con ensayos experimentales de dichos modelos.

Por otra parte, se han realizado numerosos ensayos experimentales sobre especímenes, tanto interiores como exteriores, lo cual ha permitido a las normativas de construcción establecer un ancho equivalente promedio. Por ejemplo, se ha observado que, para niveles de distorsión mayores al 0.5% el ancho equivalente toma valores aproximadamente iguales a $c_2 + 3h$, siendo c_2 el ancho de columna perpendicular a la dirección de cálculo y h el espesor de la losa⁽¹⁷⁵⁾. Las normativas de los comités ACI-318 89⁽²⁶⁾ y ACI-ASCE 352⁽¹⁶⁵⁾ establecen este criterio, siendo extensamente corroboradas por trabajos experimentales como los de Moehle y Diebold⁽¹⁷⁵⁾, Siao⁽¹⁶¹⁾, Alexander y Simmonds^(163,164), etc, comprobando la eficacia de este valor promedio con los bajos errores obtenidos.

Por otro lado, Moehle⁽¹⁷²⁾ seleccionó los datos de 23 trabajos experimentales precedentes, de cuyo análisis concluye que para el caso de conexiones exteriores el ancho efectivo se evalúa con mejor aproximación con $2c_1 + c_2$, siendo c_1 y c_2 las dimensiones de la columna en las direcciones paralela y perpendicular a la dirección de la carga, respectivamente. Este valor es una simplificación del originalmente propuesto por Regan y Braestrup⁽¹⁷⁶⁾. Posteriormente, Durrani *et al.*⁽¹⁶⁹⁾ propuso que dicho valor, para el caso de conexiones exteriores, llega tan sólo a $c_1 + c_2$ ^(168,169). En el trabajo de Moehle⁽¹⁷²⁾ se realiza además una comparación entre diferentes valores de ancho colaborante, utilizando $c + 3h$, $c + 4h$ y $c_2 + 2c_1$, obteniendo resultados muy parecidos de resistencia a flexión, aunque el último valor proporciona menor dispersión.

Debido a todos los aspectos mencionados, para propósitos prácticos se suele considerar un solo valor de ancho colaborante promedio similar al recomendado por las normativas ACI-318 89 y ACI-ASCE 352, esperándose pequeños errores en la aproximación. Esta estimación ha sido utilizada por diferentes autores, tales como Miranda⁽³³⁾, para realizar análisis no-lineales de alta precisión del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado reales sometidos a terremotos fuertes, siendo comprobado mediante la comparación de la respuesta teórica del modelo con los registros de respuesta medidos en las estructuras reales utilizando acelerómetros⁽³³⁾.

Sección 11

ÍNDICES DE DAÑO ECONÓMICO

11.1 Anatomía del daño en edificios de hormigón armado

El vínculo entre la vulnerabilidad y la evaluación del riesgo sísmico es la representación del índice de daño en términos de pérdidas, económicas o de vidas y, el establecer este vínculo constituye una difícil tarea en estudios de vulnerabilidad sísmica de estructuras⁽¹⁷⁷⁾. El índice de daño económico, definido como la relación entre los costes de reparación y los costes de reposición, incluye tanto los costes de daño físico directo como los costes de daño indirectos. En el presente trabajo se considera únicamente el daño directo.

A diferencia de los edificios de mampostería no reforzada, en el caso de los edificios de hormigón armado no es razonable considerar al índice de daño estructural global similar al índice de daño económico, debido a la presencia de otros elementos en el edificio que, a pesar de no participar en el esquema resistente estructural, a menudo son los que contribuyen en gran medida a la cuantía de pérdidas económicas; éstos son los denominados elementos no-estructurales. Por lo tanto, en este caso es necesario estudiar tanto el daño estructural como el daño no estructural.

Los métodos actuales para estimar el daño económico son clasificados por Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾ en tres grupos: empíricos, teóricos y subjetivos. Los primeros se basan en la observación y cuantificación económica del daño en edificios después de ocurrido un terremoto; estos métodos correlacionan el sismo (en términos de la intensidad macrosísmica) con el índice de daño económico, siendo ampliamente utilizados para estimaciones generales de pérdidas por parte de agencias gubernamentales, compañías de seguros y compañías privadas. Por otra parte, los métodos teóricos se basan en modelos matemáticos y en el análisis estructural, utilizando algunos parámetros de daño claves tales como la distorsión de piso o la energía absorbida y relacionándolos con el daño económico, como lo proponen Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾ o Ferrito^(95,178). Hasselman *et al.* utiliza la distorsión de piso para modelar el daño estructural y no estructural, mientras que Ferrito utiliza la distorsión para el daño estructural y la distorsión junto a la aceleración de piso para modelar el daño no estructural. Finalmente, los métodos subjetivos son aquellos que utilizan el conocimiento y la experiencia de expertos en estimaciones de daño económico, lo cual permite obtener matrices

de probabilidad de daño económico, tales como las propuestas por las diferentes versiones del ATC.

Antes de aplicar una de estas metodologías, es necesario analizar el daño económico a través de sus componentes principales para, de esta manera, clarificar las estrategias a seguir. En el trabajo de Gunturi⁽¹⁷⁹⁾ se presenta una tabla con la distribución de los costes típicos promedio de los diversos componentes de un edificio de hormigón armado construido en los Estados Unidos, expresados como un porcentaje del coste total del edificio. Los componentes de un edificio se clasifican en estructurales y no estructurales, dependiendo de su participación en el esquema resistente estructural. Los componentes no estructurales incluyen tres grupos, el primero constituido por los elementos arquitectónicos, el segundo por el equipamiento: sistemas y componentes eléctricos, mecánicos e instalaciones de servicios, y el tercero constituido por otros componentes y misceláneos que aportan con un coste al coste global del edificio. La tabla 3 muestra esta recopilación, con el rango promedio de costes expresados como porcentajes del coste global.

Tabla 3. Distribución típica de costes de los componentes estructurales y no estructurales de edificios de hormigón armado⁽¹⁷⁹⁾. (*) incluye costes administrativos, permisos, etc. no cubiertos.

Componente	Subcomponente	6-11 pisos	11-12 pisos	n pisos
Estructural	Cimentación	3 – 4%	5 – 6%	4 – 5%
	Estructura	23 – 24%	31 – 32%	27 – 28%
	Subtotal	≈ 27%	≈ 37%	≈ 32%
Equipamiento	Mecánico	16 – 17%	10 – 11%	14 – 15%
	Eléctrico	9 – 10%	6 – 7%	8 – 9%
	Elevador	4 – 5%	4 – 5%	4 – 5%
	Subtotal	≈ 30%	≈ 21%	≈ 27%
Arquitectónico	Paredes interiores	6 – 7%	3 – 4%	5 – 6%
	Cielos rasos	1 – 2%	1 – 2%	1 – 2%
	Paredes exteriores	3 – 4%	9 – 10%	5 – 6%
	Vidriería	2 – 3%	2 – 3%	2 – 3%
	Ornamentación	3 – 4%	1 – 2%	2 – 3%
	Pintura	1 – 2%	1 – 2%	1 – 2%
	Otros	6 – 7%	3 – 4%	5 – 6%
	Subtotal	≈ 25%	≈ 22%	≈ 23%
Misceláneos	Parking	≈ 4%	≈ 8 – 9%	≈ 4 – 5%
	Otros*	≈ 14%	11 – 12%	≈ 13%
	Subtotal	≈ 18%	≈ 20%	≈ 18%
	TOTAL	100%	100%	100%

Del análisis de la tabla 3 puede concluirse que el coste de la estructura es tan sólo un 30% del coste total del edificio, mientras que los elementos no estructurales pueden llegar a representar hasta un 60% del coste total. Esta es la razón fundamental del catastrófico nivel de pérdidas económicas producidas por los grandes terremotos recientes, puesto que en edificios donde el comportamiento de la estructura resultó satisfactorio, el excesivo nivel de deformaciones y aceleraciones causaron graves daños en los elementos no estructurales, cuya reparación o reposición es altamente costosa. Ésta es también la razón para

Tabla 4. Distribución típica de costes de los componentes estructurales y no estructurales de edificios de hormigón armado del Eixample de Barcelona.

Componentes del edificio	% promedio del coste total
Estructurales	27%
Arquitectónicos	30%
Equipamiento	28%
Misceláneos	15%
TOTAL	100%

que las nuevas tendencias en el diseño sismo-resistente intentan no sólo evitar la pérdida de vidas al evitar el colapso estructural, sino que también se intente limitar las pérdidas económicas que pueden producirse con el daño en los elementos no estructurales.

La tabla 3 ha sido obtenida a partir del análisis de edificios en los Estados Unidos; sin embargo, los análisis realizados en otras partes del mundo indican una tendencia parecida. En países de Sudamérica, tales como Ecuador y Colombia, el coste de la estructura está alrededor del 25 al 30% del coste total^(32,180). Del estudio realizado como parte de este trabajo sobre cerca de 40 edificios de hormigón armado construidos en el Eixample de Barcelona, se obtuvieron valores promedio similares de costes de componentes los cuales se encuentran en la tabla 4.

La evaluación de las pérdidas económicas que sufre un edificio de hormigón armado requiere estimar un índice de daño económico para cada componente, estructural o no estructural, para después combinar de dichos índices en uno solo mediante los costes relativos como los expresados, por ejemplo, en la tabla 4. A continuación se describen algunos conceptos y métodos de evaluación, necesarios para evaluar dichos índices económicos parciales de los componentes del edificio.

11.2 Índice de daño económico de los componentes estructurales del edificio

Estos conceptos son muy útiles para comprender la estrategia de cuantificación del daño en elementos que forman parte del esquema resistente de la estructura. En la presente monografía se han discutido varios índices de daño estructural; sin embargo, para la evaluación económica del daño, es necesario definir un índice de daño económico a nivel de elemento, relacionado mediante algún funcional con el índice de daño de respuesta estructural. Existen cuatro técnicas que permiten obtener dicho funcional, basadas en diferentes conceptos, deterministas o probabilistas⁽¹⁸¹⁾. Estas técnicas se discuten a continuación.

1. Funcionales deterministas

Éste método consiste en obtener funcionales de regresión a partir de datos reales observados en estudios post-terremoto, en estudios experimentales o a partir de datos obtenidos mediante encuestas a expertos en evaluaciones económicas del daño estructural. Por ejemplo, en la referencia (179) se publica el resultado de encuestas realizadas a varios expertos, obteniéndose las funciones que se

presentan en la figura 31, para varias calidades de diseño conceptual. Aunque las propiedades estructurales de un edificio son totalmente consideradas en los modelos matemáticos, los métodos de análisis no pueden representar totalmente la realidad de las estructuras, tales como las irregularidades no consideradas en elevación, en planta, calidad del sistema constructivo, etc. Estas calidades conceptuales pueden considerarse, utilizando tres niveles: alta, media y baja y, de acuerdo a ellas, los expertos pueden emitir un criterio más aproximado.

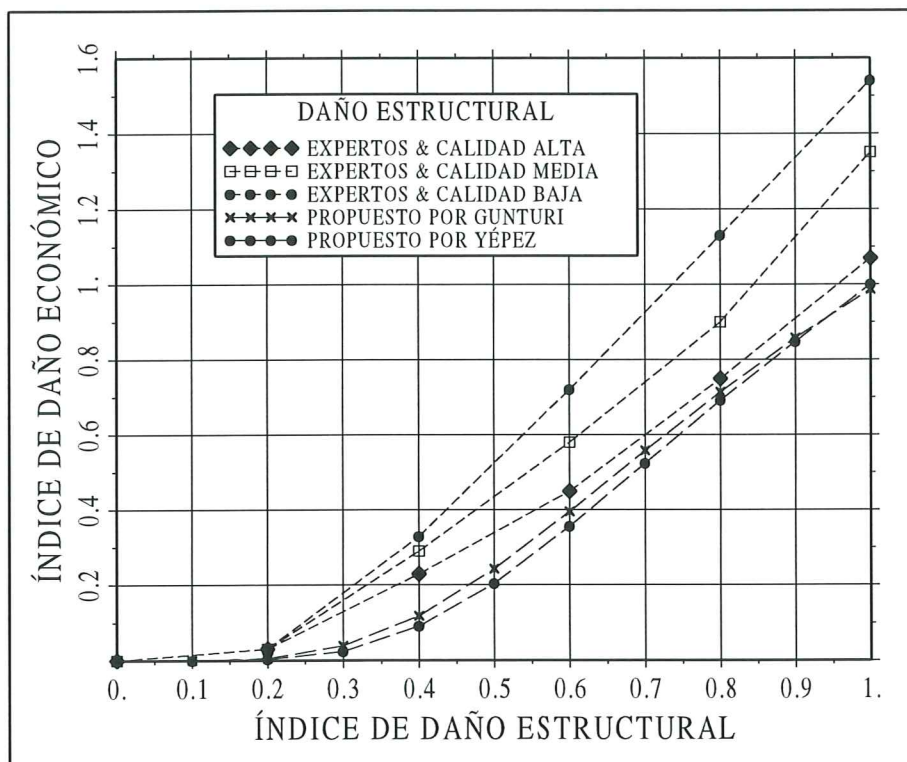


Figura 31. Relaciones entre índice de daño estructural e índice de daño económico.

Es interesante mencionar las relaciones propuestas por Gunturi y Shah⁽¹⁸¹⁾. Aprovechando los datos de daño en elementos de hormigón armado, obtenidos experimentalmente por Park⁽⁵²⁾ y por Park y Ang⁽⁵⁷⁾, los cuales fueron evaluados utilizando el índice de Park, Gunturi y Shah realizaron un estudio probabilista obteniendo que el índice de daño estructural D presenta una distribución lognormal al fallo. Suponiendo que la probabilidad de fallo es 0 y 1, cuando el índice de daño económico también toma los valores de 0 y 1, respectivamente, Gunturi y Shah proponen que el índice de daño económico D_{ec} de un elemento estructural puede evaluarse simplifícadamente mediante la expresión

$$D_{ec} = \phi \left(\frac{\ln D + 0.1325}{0.53} \right) \quad (46)$$

donde ϕ es la función de distribución normal de daño estructural acumulada. Posteriormente, se utilizó la misma idea de Gunturi y Shah, pero realizando un cálculo más riguroso de la probabilidad lognormal de fallo, con lo cual puede obtenerse la expresión

$$D_{ec} = \Phi\left(\frac{\ln D + 0.11612}{0.498}\right) \quad (47)$$

donde

$$\Phi(D) = \frac{1}{D\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln D}} \int_{-\infty}^D \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln D - \ln m_{\check{D}}}{\sigma_{\ln D}}\right)^2\right] \quad (48)$$

$$\sigma_{\ln D} = \sqrt{\ln V_D + 1} \quad (49)$$

$$m_{\check{D}} = m_D \exp\left(-\frac{1}{2}\sigma_{\ln D}^2\right) \quad (50)$$

siendo m_D y V_D la media y la varianza de los datos experimentales del índice de daño estructural al fallo. En la evaluación de las ecuaciones (44) y (45), para valores de $D = 1$, D_{ec} llega a valores de aproximadamente 0.6, el cual parece ser un límite impráctico. D_{ec} debe ser, en tales casos, igual a la unidad. Por ello, Gunturi⁽¹⁷⁹⁾ sugiere corregir la ecuación (46) por un factor de 1.65 (más exactamente la relación 1.0/0.6, la cual se aplica a la ecuación (47)). De esta manera se obtienen las relaciones finales, las cuales se grafican en la figura 31, junto a las relaciones propuestas anteriormente. De la comparación entre los funcionales de dicha figura, puede observarse que las ecuaciones propuestas por Gunturi y en este trabajo son un límite inferior de las propuestas por los expertos.

2. Relaciones de intervalos

Cuando la relación entre D y D_{ec} no se define claramente, los expertos manifiestan un intervalo dentro del cual se encuentran los valores buscados. Dichos intervalos no proporcionan un intervalo de confianza, sino que simplemente determinan un rango especificado con valores mínimos y máximos dentro del cual, para un valor de D se pueden obtener varios valores de D_{ec} , limitados por el intervalo.

3. Funcionales probabilistas

Cuando existe mucha información estadística de valores que relacionan D con D_{ec} , pueden ajustarse leyes de distribución de probabilidades utilizando pruebas con estadígrafos adecuados. Sin embargo, no se han encontrado trabajos que hayan recogido dicha información.

4. Funcionales utilizando conceptos de lógica difusa

Como se expresó anteriormente, las relaciones de intervalos pueden proponerse por expertos, debido a la falta de definición de valores fijos tales como los obtenidos por los funcionales deterministas. Sin embargo, es posible que los expertos puedan proporcionar un subintervalo dentro del intervalo de valores de D_{ec} , para cada valor de D , en el cual es más probable que se encuentre el verdadero valor de D_{ec} que se relaciona con su respectivo valor de D . Adicionalmente, tomando

como escala de confianza valores entre 0 (menos probable) y 1 (más probable) y, si los expertos son capaces de proporcionar un valor de confianza de este subintervalo y de los restantes subintervalos que conforman todo el intervalo, entonces pueden aplicarse los conceptos de lógica difusa y, de esta manera, expresar funcionales útiles en esquemas de redes neuronales e inteligencia artificial⁽¹⁸²⁾.

11.3 Índice de daño económico de los componentes no estructurales del edificio

Los componentes no estructurales de los edificios incluyen a todos los componentes que no forman parte del esquema resistente estructural. Básicamente pueden considerarse dos grupos. El primero lo constituyen los componentes arquitectónicos, que incluyen las paredes y muros divisorios interiores y exteriores, los cielos rasos, vidrierías, acabados, etc. El segundo grupo lo conforman los elementos del equipamiento y de servicios del edificio, incluyendo los componentes mecánicos tales como ascensores y elevadores, bombas, generadores, tanques, componentes eléctricos tales como circuitos centrales, circuitos secundarios, luminarias, sistemas de calefacción y aire acondicionado, sistemas de seguridad, etc., y servicios generales, tales como los ductos y tuberías de conducción de agua, gas, aguas servidas, etc., las redes telefónicas y de comunicaciones, instalaciones anti-fuego, etc. Para cada grupo de componentes, es posible utilizar cualquiera de las cuatro modalidades de funcionales descritas para los componentes estructurales.

Componentes arquitectónicos

El daño en los componentes arquitectónicos es provocado por excesivas deformaciones que puede experimentar un edificio tales como, por ejemplo, valores altos de distorsión de piso, o un excesivo nivel de aceleración. De estudios experimentales, tales como los de Freeman⁽¹⁸³⁾, se ha obtenido cierta información como, por ejemplo, que las paredes divisorias de ladrillo llegan al fallo bajo carga monotónica, es decir llegan a un índice de daño económico igual a 1, cuando la distorsión de piso es de aproximadamente 0.75%, mientras que para distorsiones del 0.25%, no se observa ningún daño. Por otro lado, las pruebas bajo carga cíclica realizadas por el mismo autor demostraron que los paneles llegaban hasta deformaciones máximas de hasta 1.7% de distorsión. Más tarde, Freeman⁽¹⁸⁴⁾ recomendaba una distorsión máxima admisible de diseño del 0.5% y del 1.5% (3 veces el drift de diseño) cuando la estructura esté sometida a un terremoto fuerte. Con esta recomendación, Freeman supone un umbral del daño mínimo del 0.5% bajo el cual no se espera daño en los componentes arquitectónicos.

Otros estudios experimentales acerca del daño en vidriería de edificios han obtenido que, para valores inferiores al 0.65% de distorsión, el vidrio no presenta daños, mientras que para valores superiores al 1.3% se alcanza el fallo total⁽¹⁷⁹⁾. Por otro lado, en el trabajo de Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾ se publica una recopilación de diversos estudios, proporcionando valores promedio de índices de daño económico para diferentes valores de distorsión de piso (tablas 5 y 6), de acuerdo a la calidad de los materiales que constituyen los componentes.

Para los propósitos prácticos, se unificaron todos los componentes arquitectónicos en uno solo, que responda a índices de daño promedio para un cierto

Tabla 5. Valores del índice de daño económico de componentes arquitectónicos, para diferentes distorsiones de piso, materiales de buena calidad⁽⁹³⁾.

Distorsión	Cielos rasos	Divisiones	Vidrio	Paredes int.	Paredes ext.	Promedio
0.001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.005	0.2	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2
0.010	0.3	0.2	0.5	0.5	0.4	0.4
0.020	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabla 6. Valores del índice de daño económico de componentes arquitectónicos, para diferentes distorsiones de piso, materiales de calidad media⁽⁹³⁾.

Distorsión	Cielos rasos	Divisiones	Vidrio	Paredes int.	Paredes ext.	Promedio
0.001	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.00
0.005	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	0.25
0.010	0.4	0.8	0.6	0.8	0.6	0.7
0.020	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

valor de distorsión. Esto es posible, debido a la gran similitud que presentan los valores de diversos tipos de componentes arquitectónicos, como puede observarse en las tablas 5 y 6. Así mismo, los únicos funcionales considerados serán los deterministas. En la figura 32 se presentan las relaciones promedio propuestas en el trabajo de Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾ para calidades buenas y medias, así como las relaciones propuestas por expertos consultados por Gunturi⁽¹⁷⁹⁾, para materiales de mala calidad, que son las utilizadas en el presente trabajo. A manera de comparación, en la figura 32 se incluye además la relación propuesta por Ferrito⁽⁹⁵⁾, observándose que se acerca a la curva de materiales de buena calidad de Hasselman *et al.*⁽⁹³⁾. Una conclusión final a la que llegan la gran mayoría de investigadores es, que todos los componentes arquitectónicos llegan al fallo total a valores de distorsión inferiores o iguales al 2%.

Equipamiento, servicios e instalaciones

No existen estudios de daños de este tipo de componentes en forma separada, ya que los daños producidos por terremotos y que han sido recogidos, no se recopilaban separadamente. Solo se ha encontrado una referencia, el trabajo de Porter *et al.*⁽¹⁸⁵⁾, en el cual se realiza un reconocimiento de los componentes en forma separada, pero únicamente de edificios críticos tales como hospitales, centros de atención, etc. Debido a la variedad de subcomponentes de este grupo, el obtener funcionales resulta una muy difícil tarea. No se ha encontrado datos acerca de pruebas experimentales ni de recopilaciones de información pasada; únicamente se dispone de la información procedente de las encuestas que ha realizado Gunturi⁽¹⁷⁹⁾. Algunos expertos relacionan el daño con la distorsión de piso; sin embargo otros lo relacionan con la aceleración máxima. Aquellos que relacionan el daño con las distorsiones coinciden al señalar como fallo o daño económico máximo el correspondiente a distorsiones del 4%. Por otra parte, analizando las encuestas a expertos que relacionan el daño con las aceleraciones, se obtienen grandes dispersiones en los valores.

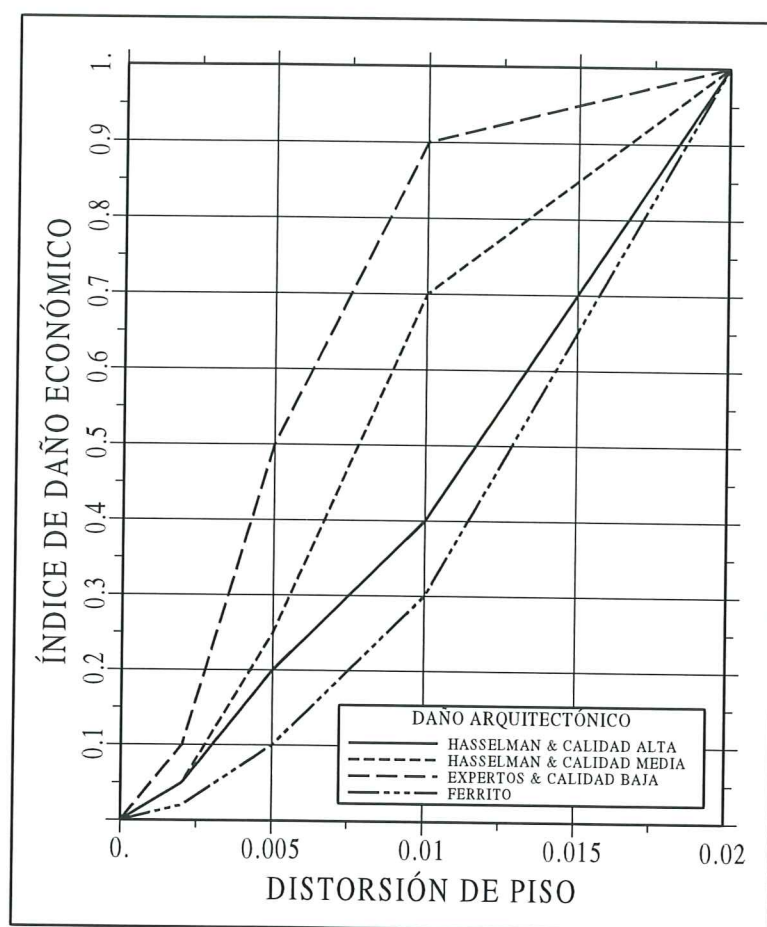


Figura 32. Relaciones entre distorsión de piso e índice de daño económico promedio de componentes arquitectónicos.

Para evaluaciones prácticas pueden utilizarse dos relaciones; las primeras, expresando los promedios de los valores de daño propuestos por Ferrito⁽⁹⁵⁾ y por los expertos encuestados por Gunturi⁽¹⁷⁹⁾, utilizando la distorsión de piso como parámetro de daño y variando las funciones con la calidad del equipamiento (figura 33). La segunda es una única relación promedio de los valores de los mismos autores, pero utilizando como parámetro de daño la aceleración máxima de piso, relación expresada mediante la tabla 7. Conservadoramente, puede utilizarse el más desfavorable de ambos criterios, de acuerdo con los parámetros de daño obtenidos mediante la evaluación de la respuesta máxima del edificio considerado.

11.4 Índice de daño económico global del edificio

El siguiente paso en la determinación de las pérdidas que un terremoto puede provocar a un edificio es la evaluación del índice de daño económico global que, expresado en porcentaje, resta tan solo multiplicarlo por el coste actual del edificio para obtener dichas pérdidas.

Para cada componente estructural del edificio puede obtenerse un índice de daño económico, ya que a partir de un análisis no-lineal en el tiempo puede determinarse el índice de daño de Park. Por consiguiente, es factible obtener un

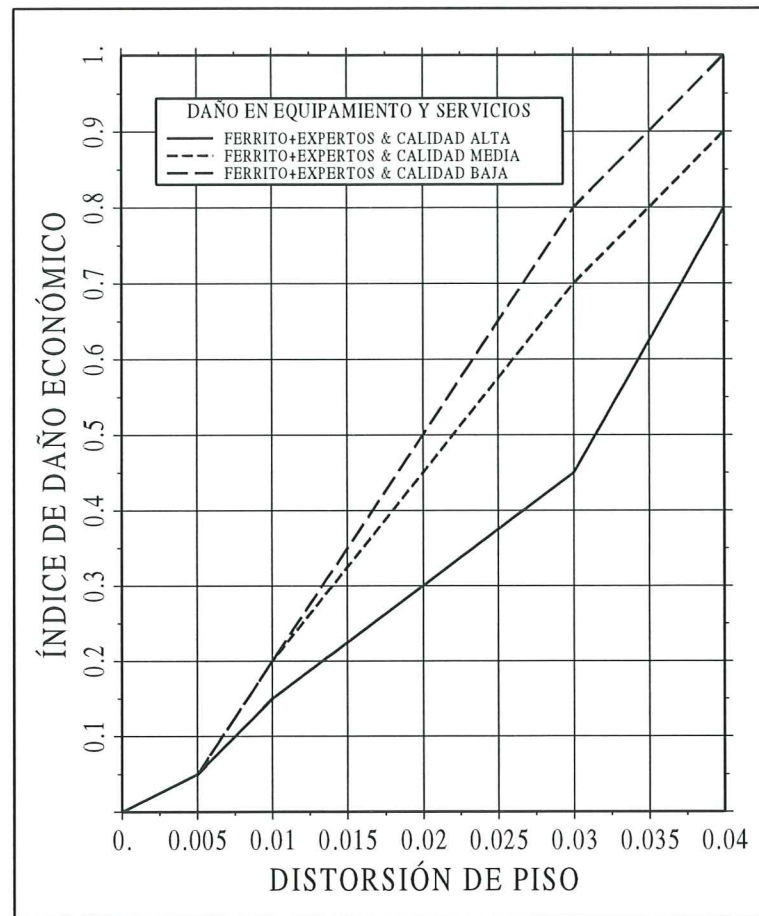


Figura 33. Relaciones entre distorsión de piso e índice de daño económico promedio de componentes pertenecientes al equipamiento de un edificio.

Tabla 7. Valores del índice de daño económico de componentes del equipamiento de un edificio, para diferentes valores de aceleración máxima de piso.

Aceleración máxima (g)	0.0	0.8	1.0	1.20	1.30
Índice de daño económico	0.0	0.6	0.8	0.9	1.0

índice de daño económico por piso $D_{ec,k}$ mediante una relación ponderada del tipo

$$D_{ec,k} = \frac{\sum D_{ec,i} w_i}{\sum w_i} \quad (51)$$

siendo $D_{ec,i}$ el índice de daño de cada elemento estructural, viga o columna, que pertenece a ese piso. w_i representa el coste de reposición de uno de los elementos, típicamente diferentes si se trata de vigas o de columnas. Posteriormente puede evaluarse un índice de daño económico de los elementos estructurales de todo el edificio, sumando todos los índices de daño económico de piso y dividiéndolos por el número de pisos.

Puesto que el análisis no-lineal proporciona las máximas distorsiones y aceleraciones que sufren los pisos de la estructura, puede calcularse el índice

de daño económico por piso, tanto de los componentes arquitectónicos como de los componentes del equipamiento y servicios. La manera de obtener un índice económico de los componentes de todo el edificio es similar al caso de los componentes estructurales.

Finalmente, el índice de daño económico global final del edificio se obtiene como una contribución ponderada de los índices de daño económico totales, a nivel de edificio, de cada componente, utilizando como factores de ponderación los porcentajes con los que cada componente participa en el coste real del edificio como, por ejemplo, los de las tablas 3 o 4. Únicamente falta determinar el "índice de daño económico" de los costes misceláneos, el cual, debido a la dificultad de evaluarlo se lo suele tomar igual al índice de daño económico de los componentes estructurales⁽¹⁷⁹⁾.

11.5 Consideraciones acerca de la evaluación económica del daño

Como ha podido observarse, existen muchas dificultades en la evaluación económica de las pérdidas que sufre un edificio durante un terremoto. La metodología presentada en esta sección es la más completa que se ha encontrado hasta hoy, constituyéndose en la aproximación más cercana a la realidad. Dicha metodología ha sido comprobada mediante el estudio de edificios reales dañados durante terremotos, comparando los resultados analíticos con los evaluados en los edificios reales, obteniéndose resultados satisfactorios⁽¹⁷⁹⁾.

En casi la totalidad de estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico de grandes zonas urbanas que se han podido encontrar, el índice de daño estructural es considerado igual al índice de daño económico, lo cual facilita en gran medida la labor de estimación. Incluso en estudios muy recientes, esta suposición es aún aceptada^(90,177). Aún más, en estudios de vulnerabilidad muy refinados de edificios específicos, se utiliza una simplificación que consiste en relacionar directamente el índice de daño estructural global de Park con un índice de daño económico global del edificio, mediante relaciones propuestas por normativas tales como el ATC-13⁽¹⁸⁶⁾ o propuestas por autores como León y Ang⁽¹¹⁶⁾. Estudios de este tipo muy recientes son, por ejemplo, los de Hwang y Huo^(187,188).

El evaluar las pérdidas económicas es un paso indispensable para realizar estudios completos de riesgo sísmico. Sin embargo, este tipo de estudios tiene también otras aplicaciones como, por ejemplo, el estudio de la seguridad de estructuras, el estudio de la fiabilidad de las normativas sismo-resistentes actuales y los estudios coste-beneficio tendientes a facilitar la toma de decisiones sobre posibles reforzamientos o derrocamientos de estructuras existentes. El evaluar la cuantía de pérdidas de carácter económico de edificios diseñados con las actuales normativas, puede cambiar la actitud de los diseñadores e incluso de los propios propulsores de las normativas. Si se han de disminuir las catastróficas pérdidas económicas que están provocando los terremotos, se han de mejorar las normativas hasta un nivel que permita limitar las pérdidas racionalmente y ésto se logra con análisis del tipo descrito en la presente monografía. Aquel nivel de pérdidas dependerá de la realidad económica de cada país, así como de otros factores sociales y políticos, en los cuales la Ingeniería poco tiene que decir; sin embargo, se estará cuantificando económicamente el proporcionar seguridad a

las personas, a las estructuras y a su contenido que, en ocasiones, puede llegar a superar el coste del propio edificio.

En cuanto a los estudios coste-beneficio, dichos estudios requieren conocer cierta información referente, por ejemplo, a

- costes iniciales de proveer una adecuada resistencia a las estructuras;
- costes de reparación y de reposición, tanto estructurales como no estructurales, como resultado del daño o colapso de la estructura;
- costes de pérdidas resultado de la pérdida de serviciabilidad del edificio;
- costes causados por indemnizaciones a terceros, consecuencia del posible colapso;
- costes de seguros antes y después del daño;
- costes surgidos como consecuencia de heridas y pérdidas de vidas humanas.

De todos esos costes, los referentes al edificio en sí pueden ser evaluados, con lo cual se estará ayudando de manera eficaz a una toma de decisión racional sobre el posible reforzamiento, readecuación o demolición definitiva de un edificio en peligro.

REFERENCIAS

1. A. W. Hendry, *Structural Masonry*, MacMillan Education Ltd., Londres, 1990.
2. N. G. Shrive, "Materials and material properties of masonry buildings", *Reinforced and Prestressed Masonry*, John Wiley & Sons Inc., New York, A. W. Hendry (Editor), **2**, 25-57, 1991.
3. V. Bertero, *Lessons Learned from Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research*, Primera Conferencia Internacional Torroja, Madrid, 1992.
4. J. Moehle, "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake", J. Moehle (Editor), *Report No. UCB/EEERC-94/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1994.
5. J. F. Hall, "Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report", J. F. Hall (Editor), *Earthquake Engineering Research Institute*, Publication **94-01**, Oakland, 1994.
6. C. D. Comartin, "The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake. Great Hanshin Earthquake Disaster January 17, 1995", Preliminary Reconnaissance Report", C. D. Comartin (Editor), *Earthquake Engineering Research Institute*, Publication **95-04**, Oakland, 1995.
7. Y. J. Park, A. H-S. Ang y Y. K. Wen, "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R. C. Buildings", *Structural Research Series*, Report No. 516, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1984.
8. A. G. da Costa, "Análise Sísmica de Estruturas Irregulares", *Tesis Doctoral*, Faculdade de Engenharia do Universidade do Porto, Lisboa, 1990.
9. R. Park y T. Paulay, *Estructuras de Concreto Reforzado*, 6ta. edición, Editorial Noriega-Limusa, México, 1991.
10. Y. S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka, "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", *Technical Report NCEER-87-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
11. T. Paulay y M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992.
12. L. M. Bozzo y A. H. Barbat, *Diseño sísmico de edificios de hormigón armado*, Monografía de Ingeniería Sísmica **IS-15**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1995.
13. Y. J. Park, A. H-S. Ang y Y. K. Wen, "Damage-limiting aseismic design of buildings", *Earthquake Spectra*, **3(1)**, 1-26, 1987.
14. B. P. Sinha, K. H. Gerstle y L. G. Tulin, "Stress-strain relationships for concrete under cyclic loading", *ACI Journal*, **61(2)**, 195-211, 1964.
15. I. D. Karsan y J. O. Jirsa, "Behaviour of concrete under compressive loadings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **95(ST2)**, 2543-2563, 1969.
16. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y R. F. Lobo, "IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *Technical*

- Report NCEER-92-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
17. Z. P. Bazant y P. D. Bhat, "Endochronic theory of elasticity and failure of concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **102(EM4)**, 701-702, 1976.
 18. S. A. Sheikh y S. Uzumeri, "Strenght and ductility of confined concrete columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **106(ST5)**, 1079-1102, 1980.
 19. J. B. Mander, M. J. N. Priestley y R. Park, "Observed stress-strain behaviour of confined concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **114(8)**, 1827-1849, 1988.
 20. J. B. Mander, M. J. N. Priestley y R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **114(8)**, 1804-1826, 1988.
 21. V. Ciampi, P. E. Pinto y G. Via, "Concrete in compression", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Reponse*, Contribution à la 28^e session du Plenièrè du CEB, Vienne, General Mod-
eles, **1**, 1-71, 1991.
 22. D. C. Kent y R. Park, "Flexural members with confined concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **97(ST7)**, 1969-1990, 1969.
 23. Y. J. Park, A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame — Shear-Wall Structures", *Technical Report NCEER-87-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
 24. R. Park, D. C. Kent y R. A. Sampson, "R/C members with cyclic loading", *Journal of Structural Division, ASCE*, **98(ST7)**, 1341-1360, 1972.
 25. F. C. Filippou, "Reinforced steel", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Reponse*, Contribution à la 28^e session du Plenièrè du CEB, Vienne, General Modeles, **1**, 101-160, 1991.
 26. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary*, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
 27. M. N. Fardis y F. C. Filippou, "Frame members in bending with or without axial force", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d'information No. 220, Comité Euro-
International du Béton (CEB), **2**, 11-134, Lausanne, 1994.
 28. M. Saatcioglou y G. Ozcebe, "Response of reinforced concrete columns to simulate seismic loading", *ACI Structural Journal*, **86(1)**, 3-12, 1989.
 29. B. G. Ang, M. J. N. Priestley y T. Paulay, "Seismic shear strenght of circular reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **86**, 45-58, 1989.
 30. J. Moehle y T. Cavanagh, "Confinement effectiveness of cross ties in reinforced concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(10)**, 2105-2120, 1985.
 31. J. Lin y S. A. Mahin, "Effect of Inelastic Behaviour on The Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures", *Report No. UCB/EERC-85/08*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1985.
 32. F. Yépez y F. Villagómez, " Estudio Comparativo de Estructuras Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte en Cuanto a Comportamiento y Materiales", *Tesis de Grado en Ingeniería Civil*, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 1993.

33. E. Miranda, "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings", *Ph. D. Thesis*, University of California at Berkeley, 1991.
34. D. Darwin y C. K. Nmai, "Lightly reinforced concrete beams under cyclic load", *ACI Journal*, **83**, 777-783, 1986.
35. T. H. Hwang y C. F. Scribner, "Reinforced concrete member cyclic response during various loadings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110(ST3)**, 477-489, 1984.
36. M. J. N. Priestley y R. Park, "Strenght and ductility of concrete bridge columns under seismic loadings", *ACI Structural Journal*, **84(1)**, 61-76, 1987.
37. S. N. Bousias, G. Verzelletti, M. N. Fardis y G. Magonette, "R. C. columns in cycle biaxial bending and axial load", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **6**, 3041-3046, 1992.
38. B. Rabbat, J. I. Daniel, T. L. Weinnann y N. W. Hamson, "Seismic behaviour of light weight and normal weight concrete columns", *ACI Journal*, **83**, 69-78, 1986.
39. R. Park, M. J. N. Priestley y W. D. Gill, "Ductility of square confined concrete columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **108(ST4)**, 929-950, 1982.
40. M. Wakabayashi, *Design of Earthquake-Resistant Buildings*, McGraw Hill C., New York, 1986.
41. D. Ristic, Y. Yamada y H. Iemura, "Effects of variation of axial forces to hysteretic earthquake response of reinforced concrete structures", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, **7(4)**, 49-56, 1986.
42. D. Ristic, Y. Yamada y H. Iemura, "Inelastic stress-strain based seismic prediction of r. c. structures considering dynamically varying axial forces", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, **6**, 531-536, 1988.
43. D. Abrams, "Influence of axial force variation on flexural behaviour of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **84(3)**, 246-254, 1987.
44. H. Takizawa y M. Aoyama, "Biaxial effects in modelling earthquake response of r/c structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **4(5)**, 523-552, 1976.
45. K. Kobayashi, S. Kokusho, K. Takiguchi y C. Boo, "Study on the restoring force characteristics of RC columns to bi-directional deflection history", *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, **6**, 537-544, 1984.
46. F. Zahn, R. Park y M. J. N. Priestley, "Strenght and ductility of square reinforced concrete column sections subjected to biaxial bending", *ACI Structural Journal*, **86(2)**, 123-131, 1989.
47. M. N. Fardis y J. D. Wörner, "Frame members in flexure and axial force with high shear", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d'information No. 220, Comité Euro-International du Béton (CEB), **2**, 135-177, Lausanne, 1994.
48. A. Kappos, "Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Suggested methodology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 167-176, 1991.
49. K. J. Mork, "Response analysis of R/C structures under seismic excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **23**, 33-48, 1994.

50. H. Akiyama, *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*, University of Tokyo Press, 1985.
51. Y. S. Chung, "Automated Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Frames", *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, 1988.
52. Y. J. Park, "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design for Reinforced Concrete Structures", *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1985.
53. C. S. Krishnamoorthy, 'Nonlinear analysis and optimal design of concrete framed structures', *Concrete Framed Structures, Stability and Strenght*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, R. Narayanam (Editor), 1-41, 1986.
54. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y Y. J. Park, "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **116(4)**, 996-1017, 1990.
55. A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath y N. Panahshadi, "Modeling of R/C Building Structures With Flexible Floor Diaphragms (IDARC2)", *Technical Report NCEER-88-0035*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
56. S. E. El-Metwally y W. F. Chen, "Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections", *ACI Structural Journal*, **86(2)**, 384-394, 1989.
57. Y. J. Park y A. H-S. Ang, "Mechanistic seismic damage model of reinforced concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(ST4)**, 722-739, 1985.
58. P. M. Ferguson, J. E. Breen y J. N. Thompson, "Pull-out test on high strenght reinforcing bars", *ACI Journal*, **62**, 933-950, 1965.
59. S. J. Patazopoulou, J. P. Moehle y B. M. Shahrooz, "Simple analytical model for T-beams in flexure", *Journal of Structural Division, ASCE*, **114(7)**, 1507-1523, 1988.
60. C. Zeris y S. A. Mahin, "Analysis of reinforced concrete beam-columns under uni-axial excitation", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(4)**, 804-820, 1988.
61. M. S. Al-Haddad, "Concrete ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates", *ACI Structural Journal*, **92(5)**, 526-534, 1995.
62. M. Saatcioglu, J. M. Alsiwat y G. Ozcebe, "Hysteretic behaviour of anchorage slip in R/C members", *Journal of Structural Division, ASCE*, **118(9)**, 2439-2458, 1992.
63. C. Meyer, M. S. L. Roufaiel y S. G. Arzamanidis, "Analysis of damage concrete frames for cyclic loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **11**, 207-228, 1983.
64. H. Banon, J. M. Biggs y H. M. Irvine, "Seismic damage in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107(ST9)**, 1713-1729, 1981.
65. M. Saiidi, "Hysteresis models for reinforced concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **108(ST5)**, 1077-1087, 1982.
66. J. C. Anderson y W. H. Townsend, "Models for R/C frames with degrading stiffness", *Journal of Structural Division, ASCE*, **103(ST12)**, 1977.
67. R. W. Clough y S. B. Johnston, "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements", *Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium*,

- Tokyo, 195-198, 1966.
68. S. A. Mahin y V. V. Bertero, "Nonlinear seismic response of a coupled wall system", *Journal of Structural Division, ASCE*, **102(ST9)**, 1759-1780, 1976.
 69. R. Riddell y N. M. Newmark, "Force-deformation models for nonlinear analysis", *Journal of Structural Division, ASCE*, **105(ST12)**, 2773-2778, 1979.
 70. M. L. Wang y S. P. Shah, "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concepts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**, 993-1003, 1987.
 71. T. Takeda, M. A. Sozen y N. N. Nielsen, "R/C response to simulated earthquakes", *Journal of Structural Division, ASCE*, **96(ST12)**, 2557-2573, 1970.
 72. S. Otani, "Inelastic analysis of R/C frame structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **100(ST7)**, 1433-1449, 1974.
 73. M. Saatcioglu, A. T. Derecho y W. G. Corley, "Modelling hysteretic behaviour of coupled walls for dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **11**, 711-726, 1983.
 74. M. Saiidi y M. A. Sozen, "Simple nonlinear seismic analysis of R. C. structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107**, 937-952, 1981.
 75. M. S. L. Roufaiel y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113(ST3)**, 429-444, 1987.
 76. M. S. L. Roufaiel y C. Meyer, "Reliability of concrete frames damaged by earthquakes", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113(3)**, 429-444, 1987.
 77. T. Minami y Y. Osawa, "Elastic-plastic response spectra for different hysteretic rules", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 555-568, 1988.
 78. Y. K. Wen, "Method for random vibration of hysteresis systems", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **102(EM2)**, 249-263, 1976.
 79. Y. K. Wen, "Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitations", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **47(1)**, 150-154, 1980.
 80. T. T. Baber y Y. K. Wen, "Stochastic Equivalent Linearization For Hysteretic, Degrading, Multistory Structures", *Structural Research Series*, Report No. 471, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1980.
 81. T. T. Baber y Y. K. Wen, "Random vibration of hysteretic, degrading systems", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **107(EM6)**, 1069-1087, 1981.
 82. Y. J. Park, Y. K. Wen y A. H-S. Ang, "Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **14**, 543-557, 1986.
 83. Y. J. Park, A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, **7**, 211-216, 1988.
 84. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y J. F. Abel, "A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings", *Computers & Structures*, **41(1)**, 157-173, 1991.
 85. A. M. Reinhorn y S. K. Kunnath, "IDARC: Computer program for inelastic damage analysis of reinforced concrete structures", *Buildings and Non-Structural Components*, 29-40, 1994.

86. S. K. Kunnath, G. Hoffmann, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-load-designed reinforced concrete buildings, Part I: Seismic evaluation of existing construction", *ACI Structural Journal*, **92**(3), 343-354, 1995.
87. S. K. Kunnath, G. Hoffmann, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-load-designed reinforced concrete buildings, Part II: Evaluation of detailing enhancements", *ACI Structural Journal*, **92**(4), 471-478, 1995.
88. G. W. Hoffmann, S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings: Seismic Evaluation of Existing Construction and Detailing Strategies for Improved Seismic Resistance", *Technical Report NCEER-92-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
89. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural system", *ACI Structural Journal*, **92**(5), 597-609, 1995.
90. M. S. Williams y R. G. Sexsmith, "Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art review", *Earthquake Spectra*, **11**(2), 319-349, 1995.
91. E. C. Carvalho y E. Coelho, "Global structural behaviour of bare frames", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d'information No. 220, Comité Euro-International du Béton (CEB), **2**, 222-309, Lausanne, 1994.
92. G. H. Powell y R. Allahabadi, "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 719-734, 1988.
93. T. Hasselman, R. Eguchi y J. Wiggins, "Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment", *Technical Report No. 80-1332-1*, J. H. Wiggins Company, California, 1980.
94. S. Toussi y J. T. P. Yao, "Hysteresis identification of existing structures", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, **109**(5), 1189-1203, 1983.
95. J. M. Ferrito, "Economics of seismic design for new buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110**, 2925-2938, 1984.
96. S. A. Mahin y V. V. Bertero, "Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design", *Proceedings of International Conference on Earthquake Structural Engineering*, Saint Louis, 613-628, 1976.
97. S. A. Mahin y J. Lin, "Construction of inelastic response spectra for single degree of freedom systems", *Report No. UCB/EERC-83/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1983.
98. Y. J. Park, A. H. S. Ang y Y. K. Wen, "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111**, 740-757, 1985.
99. A. Shibata y M. A. Sozen, "The substitute-structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal of Structural Division, ASCE*, **102**, 1-18, 1976.
100. H. Banon y D. Veneziano, "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **10**, 179-193, 1982.
101. J. E. Stephens y J. T. P. Yao, "Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113**(4), 787-801, 1987.

102. M. L. Wang y J. Wang, "Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete shear-wall structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**(5), 255-268, 1992.
103. G. D. Jeong y W. D. Iwan, "Effect of earthquake duration on the damage of structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**(8), 1201-1211, 1988.
104. Y. S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka, "Modeling of concrete damage", *ACI Structural Journal*, **86**(3), 259-271, 1989.
105. Y. S. Chung, C. Meyer y M. Shinozuka, "Automated seismic design of reinforced concrete building frames", *ACI Structural Journal*, **87**(3), 326-340, 1990.
106. Y. S. Chung, M. Shinozuka y C. Meyer, "Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", *Technical Report NCEER-88-0024*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
107. N. K. Gosain, R. H. Brown y J. O. Jirsa, "Shear requirements for load reversals on RC members", *Journal of Structural Division, ASCE*, **103**(7), 1461-1476, 1977.
108. F. C. Filippou, E. P. Popov y V. V. Vertero, "Analytical studies of hysteretic behaviour of R/C joints", *Journal of Structural Division, ASCE*, **112**(7), 1605-1622, 1986.
109. D. Darwin y C. K. Nmai, "Energy dissipation in RC beams under cyclic load", *Journal of Structural Division, ASCE*, **112**(8), 1829-1846, 1986.
110. H. Krawinkler y M. Zohrein, "Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions", *Computers & Structures*, **16**(14), 531-541, 1983.
111. H. Krawinkler y A. Nassar, "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, A. Fajfar y H. Krawinkler (Editors), 23-39, 1992.
112. E. Cosenza y G. Manfredi, "Seismic analysis of degrading models by means of damage function concepts", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, A. Fajfar y H. Krawinkler (Editors), 77-93, 1992.
113. M. E. Barenberg y D. A. Foutch, "Evaluation of seismic design procedures for highway bridges", *Journal of Structural Division, ASCE*, **114**(7), 1588-1605, 1988.
114. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn, J. B. Mander y S. K. Kunnath, "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures", *Technical Report NCEER-89-0033*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
115. A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath y J. B. Mander, "Seismic design of structures for damage control", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, A. Fajfar y H. Krawinkler (Editors), 63-76, 1992.
116. D. D. Leon y A. H-S. Ang, "A damage model for reinforced concrete buildings: Further Study with the 1985 Mexico City Earthquake", *Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR'93*, Innsbruck, **3**, 2081-2088, 1993.
117. B. Basu y V. Gupta, "A probabilistic assessment of seismic damage in ductile structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24**, 1333-1342, 1995.
118. S. Rodriguez-Gomez y A. S. Cakmak, "Evaluation of Seismic Damage Indices for

- Reinforced Concrete Structures", *Technical Report NCEER-90-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1990.
119. E. DiPasquale y A. S. Cakmak, "Detection and Assessment of Seismic Structural Damage", *Technical Report NCEER-87-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
 120. E. DiPasquale y A. S. Cakmak, "Identification of The Serviciability Limit State and Detection of Seismic Structural Damage", *Technical Report NCEER-88-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
 121. E. DiPasquale y A. S. Cakmak, "On The Relation Between Local and Global Damage Indices", *Technical Report NCEER-89-0034*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
 122. E. DiPasquale, J-W. Ju, A. Askar y A. S. Cakmak, "Relation between global damage indices and local stiffness degradation", *Journal of Structural Division, ASCE*, **116**(5), 1440-1456, 1990.
 123. K. J. Mork, "Stochastic analysis of reinforced concrete frames under seismic excitation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**(3), 145-161, 1992.
 124. S. R. K. Nielsen, H. U. Kogluoglu y A. S. Cakmak, "One and two dimensional maximum softening damage indicators for reinforced concrete structures under seismic excitation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**(8), 435-443, 1992.
 125. M. Raghavendrchar y A. E. Aktan, "Flexibility by multireference impact testing for bridge diagnostics", *Journal of Structural Division, ASCE*, **118**(8), 2186-2203, 1992.
 126. T. Paulay, R. Park y M. J. N. Priestley, "Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions", *ACI Structural Journal*, **75**(11), 585-593, 1978.
 127. ACI-ASCE 352, "Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures", *ACI Journal*, **82**, 266-283, 1985.
 128. T. Paulay, "Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **86**(6), 635-643, 1989.
 129. J. F. Bonacci, F. C. Filippou y S. Pantazopoulou, "Beam-column joints", *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*, Bulletin d'information No. 220, Comité Euro-International du Béton (CEB), **2**, 178-221, Lausanne, 1994.
 130. S. Pantazopoulou y J. Bonacci, "Considerations of questions about beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **89**(1), 27-36, 1989.
 131. D. F. Menheit y J. O. Jirsa, "Shear strenght of R. C. beam-column connections", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107**(11), 2227-2244, 1981.
 132. A. J. Durrani y J. Wight, "Behaviour of interior beam-to-column connections under earthquake type loading", *ACI Journal*, **82**(3), 343-350, 1985.
 133. M. R. Ehsani y J. Wight, "Exterior reinforced concrete beam-to-column connections subjected to earthquake type loading", *ACI Journal*, **82**(4), 1985.
 134. J. Bonacci y S. Pantazopoulou, "Parametric investigation of joint mechanics", *ACI Structural Journal*, **90**(1), 61-71, 1993.

135. M. N. Pavlovic y S. M. Poulton, "On the computation of slab effective widths", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111**(2), 363-377, 1985.
136. A. M. Reinhorn, M. J. Seidel, S. K. Kunnath y Y. J. Park, "Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures in Eastern United States", *Technical Report NCEER-88-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
137. M. S. Agbabian, E. M. Higaz, M. Abdel-Ghaffar y A. S. Elnashai, "Experimental observations on the seismic shear performance of RC beam-to-column connections subjected to varying axial column force", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **23**, 859-876, 1994.
138. M. S. Al-Haddad y J. K. Wight, "Relocating beam plastic hinging zones for earthquake resistant design of reinforced concrete buildings", *ACI Structural Journal*, **86**(2), 123-133, 1988.
139. A. Filiatrault, S. Pineau y J. Howde, "Seismic behaviour of steel-fiber reinforced concrete interior beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **92**(5), 543-552, 1995.
140. M. J. N. Priestley y G. M. Calvi, "Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames", *Earthquake Spectra*, **7**(3), 413-437, 1991.
141. S. P. Pessiki, C. H. Conley, P. Gergely y R. N. White, "Seismic Behaviour of Lightly-Reinforced Concrete Column and Beam-Column Joint Details", *Technical Report NCEER-90-0014*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1990.
142. A. Beres, R. N. White y P. Gergely, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures with Nonductile Details, Part I: Summary of Experimental Findings of Full Scale Beam-Column Joint Tests", *Technical Report NCEER-92-0024*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
143. A. Beres, S. El-Borgi, R. N. White y P. Gergely, "Experimental Results of Repaired and Retrofitted Beam-Column Joint Test in Lightly Reinforced Concrete Frame Buildings", *Technical Report NCEER-92-0025*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
144. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Part I - Design and Properties of a One-Third Scale Model Structure", *Technical Report NCEER-92-0027*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
145. L. E. Aycardi, J. B. Mander y A. M. Reinhorn, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Part II - Experimental Performance of Subassemblages", *Technical Report NCEER-92-0028*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
146. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn y J. B. Mander, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Part III - Experimental Performance and Analytical Study of a Structural Model", *Technical Report NCEER-92-0029*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.

147. D. N. Farley, M. A. Adin y D. Z. Yankelevsky, "Repaired RC flat-slab-column sub-assemblages under lateral loading", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121**(11), 1710-1720, 1995.
148. D. N. Farley, M. A. Adin y D. Z. Yankelevsky, "RC flat slab-column subassemblages under lateral loading", *Journal of Structural Division, ASCE*, **119**(6), 1903-1916, 1993.
149. P. E. Regan, "Design of reinforced concrete flat slabs", *Concrete Framed Structures, Stability and Strength*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, R. Narayanam (Editor), 217-248, 1986.
150. D. Mitchell y W. D. Cook, "Progressive collapse of slab structures", *Concrete Framed Structures, Stability and Strength*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London, R. Narayanam (Editor), 249-277, 1986.
151. D. Mitchell y W. D. Cook, "Preventing progressive collapse of slab structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110**(7), 1513-1532, 1984.
152. Y. H. Luo, A. Durrani y J. P. Conte, "Seismic reliability assessment of existing R/C flat-slab buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121**(10), 1522-1530, 1995.
153. M. Jara, J. J. Guerrero y J. Aguilar, "Seismic vulnerability of Mexico City buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **1**, 545-550, 1992.
154. N. M. Hawkins y D. Mitchell, "Progresive collapse of flat plate structures", *ACI Journal*, **76**(7), 775-808, 1979.
155. A. D. Pan y J. P. Moehle, "An experimental study of slab-column connections", *ACI Structural Journal*, **89**(6), 626-638, 1992.
156. H-L. Chow y L. G. Selna, "Seismic response of nonductile flat-plate buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121**(1), 115-123, 1995.
157. M. E. Rodriguez, S. Santiago y R. Meli, "Seismic load test on two-story waffle-plate structure", *Journal of Structural Division, ASCE*, **121**(9), 1287-1293, 1995.
158. S. Megally y A. Ghali, "Design considerations for slab-column connections in seismic zones", *ACI Structural Journal*, **91**(3), 303-314, 1994.
159. A. D. Pan y J. P. Moehle, "Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates", *Journal of Structural Division, ASCE*, **86**(3), 250-258, 1988.
160. N. M. Hawkins, A. Bao y J. Yamasaki, "Moment transfer from concrete slabs to columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **86**(6), 705-716, 1989.
161. M. Siao, "Punching shear resistance of flat slabs: A beam-strip analogy", *ACI Structural Journal*, **91**(5), 594-604, 1994.
162. T. Yamada, A. Nanni y K. Endo, "Punching shear resistance of flat slabs: influence of reinforcement type and ratios", *ACI Structural Journal*, **89**(4), 555-563, 1992.
163. S. D. B. Alexander y S. H. Simmonds, "Test of column-flat plate connections", *ACI Structural Journal*, **89**(5), 495-502, 1992.
164. S. D. B. Alexander y S. H. Simmonds, "Bond model for concentric punching shear", *ACI Structural Journal*, **89**(3), 325-334, 1992.

165. ACI-ASCE 352, "Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures", *ACI Structural Journal*, **85(6)**, 675-696, 1988.
166. J. P. Moehle, M. E. Kreger y R. Leon, "Background to recommendations for design of reinforced concrete slab-column connections", *ACI Structural Journal*, **85(6)**, 636-644, 1988.
167. F. Vecchio y M. Collins, "Investigating the collapse of a warehouse", *ACI Concrete International Journal*, March, 73-78, 1990.
168. A. J. Durrani y Y. Du, "Seismic Resistance of Slab-Column Connections in Existing Non-Ductile Flat-Plate Buildings", *Technical Report NCEER-92-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
169. A. J. Durrani, Y. Du y Y. H. Luo, "Seismic Resistance on non-ductile slab-column connections in existing flat-slab buildings", *ACI Structural Journal*, **92(4)**, 479-487, 1995.
170. J. N. Robertson y A. J. Durrani, "Gravity load effects on seismic behaviour of interior slab-column connections", *ACI Structural Journal*, **89(1)**, 37-44, 1992.
171. Y. H. Luo, A. J. Durrani y J. P. Conte, "Equivalent frame analysis of flat plate buildings for seismic loading", *Journal of Structural Division, ASCE*, **120(7)**, 2137-2155, 1994.
172. J. P. Moehle, "Strenght of slab-column edge connections", *ACI Structural Journal*, **85(1)**, 89-98, 1988.
173. D. A. Pecknold, "Slab effective width for equivalent frame analysis", *ACI Journal*, **72(4)**, 135-137, 1975.
174. M. Mehrain y B. Aalami, "Rotational stiffness of concrete slabs", *ACI Structural Journal*, **71(9)**, 429-435, 1974.
175. J. P. Moehle y J. W. Diebold, "Lateral load response of flat plate frame", *Journal of Structural Division, ASCE*, **111(10)**, 2149,2164, 1985.
176. P. E. Regan y M. W. Braestrup, "Punching shear in reinforced concrete: A state of the art report", *Bulletin d'information No. 220*, Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne, 1985.
177. M. Dolce, A. Kappos, G. Zuccaro y A. W. Coburn, "Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, **4**, 3049-3077, 1994.
178. J. M. Ferrito, "Economics review of earthquake design levels", *Journal of Structural Division, ASCE*, **107(ST8)**, 1413-1425, 1981.
179. S. K. V. Gunturi, "Building-Specific Earthquake Damage Estimation", *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1993.
180. L. E. García, "Cost implications of drift controlled design of RC buildings", *Proceedings of the ACI 1994 Spring Convention*, San Francisco, 1-5, 1994.
181. S. K. V. Gunturi y H. C. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, **10**, 6001-6006, 1992.
182. M. Sanchez-Silva, C. Taylor y D. I. Backley, "Uncertainty modelling of hazards", *Microcomputers in Civil Engineering*, special edition on fuzzy logic, in press.

183. S. A. Freeman, "Racking test of high-rise building partitions", *Journal of Structural Division, ASCE*, **103**(8), 1673-1685, 1977.
184. S. A. Freeman, "Drift limits: Are they realistic ?", *Earthquake Spectra*, **1**(2), 355-362, 1985.
185. K. Porter, G. S. Johnson, M. M. Zadeh, C. Scawthorn y S. Eder, "Seismic Vulnerability of Equipment in Critical Facilities: Life-Safety and Operational Consequences", *Technical Report NCEER-93-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1993.
186. Applied Technology Council, "Earthquake Damage Evaluation Data for California", *Report ATC-13*, Redwood City, California, 1985.
187. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves for Seismic Loss Estimation Studies", *Technical Report NCEER-94-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
188. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of hazard-consistent fragility curves", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **13**, 345-354, 1994.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, Alvaro A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995

- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat,
ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península
Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann,
ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar
ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with
Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly
ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.