

PRACTICA DE DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO EN NUEVA ZELANDA*

Robert Park**

RESUMEN

En Nueva Zelanda se han realizado en años recientes un número considerable de investigaciones y nuevos desarrollos con relación al diseño de marcos y muros de rigidez de concreto reforzado y presforzado resistentes a sismo. Se han producido nuevos códigos para diseño sismo-resistente. Se ha recomendado un procedimiento de diseño "por capacidad", el cual tiene el objetivo de asegurar un comportamiento dúctil de la estructura y de minimizar el deterioro de resistencia durante los temblores. Este artículo resume algunos de los antecedentes en cuanto a la filosofía y a las investigaciones acerca de la resistencia sísmica de estructuras de concreto.

1. INTRODUCCION

Nueva Zelanda está situada en una parte sísmicamente activa del Cinturón Circunpácifico. Los primeros pobladores llegaron de países no sísmicos e introdujeron pocas medidas para la resistencia sísmica de sus edificios. Los códigos para diseño sismo-resistente en Nueva Zelanda han evolucionado gradualmente desde el temblor de Hawke's Bay de 1931. Particularmente durante la última década, se ha prestado mucha atención a la ingeniería sísmica y actualmente los requisitos relativos a sismos dominan los procedimientos de diseño estructural en Nueva Zelanda.

Nueva Zelanda ha sido afortunada porque desde el terremoto de Hawke's Bay no han ocurrido sismos importantes cerca de zonas densamente pobladas y por tan-

* Este artículo es una versión resumida de una conferencia dictada por el Dr. Park ante el Instituto de Ingenieros Estructurales de Nueva Zelanda. Traducción del original en inglés por Roberto Meli

** Profesor y Jefe del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda

to los daños no han afectado a la mayoría de la población. Sin embargo, otros países han sufrido grandes daños y pérdidas de vidas. Por ejemplo el fuerte sismo que sacudió la ciudad de Tangshan en China en la mañana del 28 de julio de 1976, que tuvo una magnitud de por lo menos 7.6 en la escala de Richter, causó la muerte de aproximadamente 655,000 personas. Este artículo trata brevemente la filosofía de diseño para edificios altos sismo-resistentes que ha surgido en años recientes en Nueva Zelanda; presenta además los resultados de investigaciones experimentales y analíticas recientes que se han realizado en Nueva Zelanda acerca de los efectos de los sismos en las estructuras. Se hará mención de la nueva versión del Código de Diseño de Concreto, SA'Z, (ref 1) el cual ha sido divulgado para comentarios durante 1978. Se considerará únicamente el concreto estructural, ya que este ha llegado a ser el material de construcción para estructuras predominante en Nueva Zelanda.

2. PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMICO

Las lecciones de temblores pasados, los análisis teóricos de la respuesta de estructuras a movimientos del suelo durante temblores y los ensayos de laboratorio han llevado a la filosofía actual de diseño sismo-resistente en la forma en que esta se expresa en el Código de Nueva Zelanda para diseño estructural en general y para cargas de diseño en edificios (ref 2). Este Código reconoce que no es económico diseñar las estructuras para resistir sin daño alguno el sismo más fuerte que pueda llegar a ocurrir. Las cargas sísmicas especificadas son, al igual que en otros Códigos internacionales, mucho menores que las fuerzas de inercia que se presentarían en una estructura durante un sismo muy severo, si la estructura tuviera que responder en forma elástica. Por tanto, las estructuras diseñadas de acuerdo con el Código resistirán temblores moderados

comportándose elásticamente, pero para poder sobrevivir a sismos muy severos, es necesario que la estructura disipe energía con un comportamiento dúctil en el intervalo post-elástico.

La fig 1 muestra marcos y muros de rigidez como los empleados en edificios altos para proporcionar resistencia sísmica, junto con los posibles mecanismos de deformación inelástica que se pueden formar durante un sismo muy severo. Si la fluencia comienza en las columnas de un marco, se formará un mecanismo de movimiento lateral de columna. En el peor de los casos las articulaciones plásticas pueden formarse en las columnas de un solo piso, dando lugar en edificios altos a una demanda de ductilidad muy grande en las articulaciones plásticas del piso crítico, lo cual puede llevar a un colapso total del marco. La fig 2 muestra una parte de un edificio que desarrolló una deformación horizontal permanente de 0.6 m en el primer piso durante el temblor de San Fernando, debido a un primer piso muy débil; el edificio tuvo que demolerse después del temblor. Por otra parte, si la fluencia comienza en las vigas antes que en las columnas, se desarrolla un mecanismo de desplazamiento lateral de viga, en la forma que se ilustra en la fig 1, el cual puede dar lugar a demandas de ductilidad mucho más moderadas en las articulaciones plásticas en las vigas y en las bases de las columnas. Por tanto un mecanismo de deformación lateral de vigas es el modo preferible de deformación inelástica y se recomienda para marcos altos adoptar un criterio de diseño de "columna fuerte-viga débil". Para muros de cortante en voladizo, el mecanismo involucra una articulación plástica en la base. Para muros de cortante acoplado puede presentarse el mecanismo mostrado en la fig 1. Los mecanismos de deformación inelástica de la fig 1 son idealizados debido a que se refieren al comportamiento ante cargas estáticas del tipo de las especificadas

por los Códigos. La situación real dinámica es distinta debido principalmente a los efectos de modos superiores de vibración; sin embargo, consideraciones como las de la fig 1 ponen en evidencia la importancia de asegurar que ocurra un modo dúctil de deformación inelástica en caso de un sismo muy severo.

La consideración de que es deseable que ocurran mecanismos favorables de deformación inelástica han llevado al concepto de "diseño por capacidad". En el diseño por capacidad de estructuras sísmo-resistentes, los elementos o mecanismos a través de los que se disipa energía se seleccionan previamente y se diseñan y se detallan apropiadamente para resistencia y ductilidad; a todos los otros elementos estructurales se les proporciona una suficiente reserva de capacidad para asegurar que los mecanismos seleccionados para disipar energía funcionen durante el proceso de alternaciones de deformación inelástica que pueden presentarse.

En un libro reciente (ref 3) se describen el comportamiento de estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas sísmicas y la forma de llegar a procedimientos de diseño para estructuras de concreto sísmo-resistentes. Recientemente se han publicado diversos artículos escritos por personas pertenecientes a un comité de la Sociedad Neozelandesa de Ingeniería Sísmica (ref 4); estos artículos presentan los principales antecedentes para las recomendaciones de diseño sísmico de marcos del borrador del Código de Diseño de Estructuras de Concreto, SANZ (ref 1).

3. COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

3.1 Acero de refuerzo

La fig 3 muestra curvas esfuerzo-deformación medidas en barras de refuerzo típicas sujetas a carga monotónicamente creciente. En la práctica el esfuerzo de fluencia

La real del acero excederá normalmente al esfuerzo de fluencia especificado, f_y . Además, en las articulaciones plásticas el refuerzo longitudinal puede alcanzar deformaciones del orden de 10 o más veces la deformación correspondiente a la primera fluencia, por lo que puede presentar un incremento en el esfuerzo en el acero debido al endurecimiento de deformación. La sobre-resistencia estructural que resulta en las vigas debido a los dos factores anteriores es importante debido a que estará acompañada por un incremento en las fuerzas cortantes las cuales pueden provocar una falla frágil por cortante y por un incremento en los momentos en las columnas que pueden ocasionar un mecanismo de falla de columna. Por tanto, después de diseñar el acero de flexión en las vigas para los momentos flexionantes que resultan de las cargas especificadas por el Código, se recomienda que las fuerzas máximas en las juntas, en los extremos de las vigas y en las columnas se calculen suponiendo que el acero longitudinal de las vigas alcanza un esfuerzo de $1.25 f_y$ para acero grado 275 y de $1.4 f_y$ para acero grado 380. El mayor factor de sobre-resistencia que se especifica para acero grado 380, y que se debe principalmente a que su endurecimiento ocurre para deformaciones más pequeñas, implica que se desalienta el uso de acero grado 380 en regiones de articulaciones plásticas.

La fig 4 muestra curvas esfuerzo-deformación medidas en acero de refuerzo grado 275 bajo cargas cíclicas. Nótese el redondeo de la curva esfuerzo-deformación durante las alternaciones de carga, debido a el efecto de Bauschinger. Esta reducción en el módulo tangente del acero para esfuerzos de compresión relativamente bajos, durante cargas alternadas, hace que el pandeo en compresión del acero sea más probable de lo que se esperaría en ensayos bajo carga monotónica.

3.2 Concreto

Para lograr un comportamiento dúctil en articulaciones plásticas, es esencial impedir fallas bruscas por compresión en el concreto cuando este alcanza su máxima resistencia. De hecho, puede hacerse que el concreto se comporte en una manera dúctil con un confinamiento adecuado. La fig 5(a) muestra que, cuando el concreto en compresión se confina con un tubo circular de acero, puede soportar deformaciones muy grandes. En la práctica, el confinamiento proviene del refuerzo transversal. La fig 5(b) muestra el estado de un elemento de concreto que ha sido confinado por una espiral de acero circular, después de grandes deformaciones, y demuestra que una espiral con pequeño espaciado proporciona un confinamiento efectivo.

La forma de la espiral circular es muy eficaz para proporcionar una presión de confinamiento. Los estribos rectangulares no confinan el concreto tan efectivamente como la espiral circular, debido a la tendencia de los lados del estribo a flexionarse lateralmente entre las esquinas (ref 3). Por tanto la separación de las ramas de estribos rectangulares o de las grapas adicionales necesita ser razonablemente pequeña para que el confinamiento sea efectivo.

4. VIGAS

Es necesario detallar en forma cuidadosa las regiones de articulaciones plásticas potenciales en las vigas para asegurar un comportamiento dúctil bajo flexión alternada; por ello las recomendaciones especifican que el área refuerzo de compresión no debe ser menor que la mitad del refuerzo de tensión, para asegurar que existe suficiente acero de compresión para ayudar al concreto a tomar las compresiones. Se dan ecuaciones para el límite superior permisible del área de acero

de tensión, con el fin de asegurar un comportamiento razonablemente dúctil. Se exige también que el espaciamiento de estribos cerrados en zonas de articulaciones plásticas potenciales no debe exceder a seis veces el diámetro de las barras longitudinales, 100 mm o 1/4 del peralte efectivo de la viga, cualquiera sea menor. La fig 6 muestra que se requieren estribos poco espaciados para prevenir el pandeo del acero de compresión y para proporcionar un adecuado confinamiento al concreto.

La fig 7 muestra que pueden presentarse grietas que abarcan todo el peralte en vigas durante gran parte del intervalo de carga cíclica, debido a la extensión inelástica del acero longitudinal. Esto ilustra la importancia de asegurar que los esfuerzos cortantes sean razonablemente bajos en regiones de articulaciones plásticas potenciales, para impedir una falla cortante por deslizamiento a lo largo de una grieta vertical en todo el peralte. Puede recurrirse a refuerzo inclinado para impedir este tipo de falla de cortante (ref 1). El refuerzo debe diseñarse para soportar toda la fuerza cortante en la zona de articulación plástica potencial y la fuerza cortante de diseño debe ser aquella que se presenta cuando se alcanza la sobre-resistencia de la viga, con el fin de asegurar que la fluencia por flexión preceda a la falla por cortante (ref 1).

5. COLUMNAS

5.1 Obtención de las acciones de diseño

El concepto de columna fuerte-viga débil tiene el objetivo de forzar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas en lugar de las columnas, en el caso de una acción sísmica intensa. Este tipo de diseño involucra las consideraciones siguientes:

1. El esfuerzo real en el acero de la viga para curvaturas grandes será mayor que el esfuerzo de fluencia especificado.
2. Los análisis dinámicos no lineales de marcos han demostrado que debido a los efectos de modos superiores, los puntos de inflexión pueden ocurrir muy alejados de la mitad de la altura de la columna en varias etapas durante un mismo temblor (ref 3). Por tanto en las columnas pueden presentarse momentos flexionantes muy distintos a los que resultan de acuerdo con las cargas sísmicas especificadas por el Código y con momentos máximos mayores que los que se determinan con el análisis según el Código. La fig 8 muestra una distribución posible de momentos flexionantes en las columnas en una situación de carga dinámica e ilustra que los momentos inducidos por las vigas, $M_{b1} + M_{b2}$, pueden tener que resistirse casi enteramente por una sola sección de la columna.
3. Cuando el sismo actúa en una dirección cualquiera puede causar una condición crítica en las columnas de un marco en dos direcciones, debido a que puede dar lugar a la fluencia simultánea de las vigas en ambas direcciones, durante buena parte de la acción sísmica (ref 3 y 2). La flexión biaxial reduce generalmente la resistencia en flexión de la columna. Típicamente la resistencia en flexión de una columna cuadrada para flexión alrededor de la diagonal puede ser 15 por ciento inferior que la resistencia en flexión uniaxial. Además para una estructura con vigas de igual resistencia en cada dirección, el momento resultante que dos vigas transmiten a la columna, es $\sqrt{2}$ veces el momento que inducirá una sola viga de manera uniaxial. Por tanto una carga sísmica en dirección cualquiera produce en la columna un caso de carga más desfavorable que

el correspondiente a cada una de las direcciones principales consideradas en el análisis.

Es evidente que se requieren resistencias en flexión en las columnas muy superiores a los momentos flexionantes que se derivan de las cargas especificadas por el Código, si se quiere impedir la formación de articulaciones plásticas en las columnas. La dificultad de prevenir que las articulaciones plásticas se formen en las columnas es tal que cierto grado de fluencia en las columnas debe considerarse inevitable. El grado de protección de las columnas contra una articulación plástica es un punto debatible y necesita ser enfocado con una base probabilística.

Un método para el cálculo de las acciones en las columnas de un marco de varios pisos de tipo dúctil (ref 4) se encuentra en los Comentarios del borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1). Este método tiene como objetivo proporcionar una protección razonable contra la fluencia de las columnas y considera que el momento flexionante de diseño uniaxial en la columna actúa separadamente en cada una de las dos direcciones principales de la estructura y está dado por

$$M_{col} = \phi_0 \omega M_{cod}$$

donde M_{cod} es el momento de columna calculado con la carga proporcionada por el Código actuando en una dirección principal solamente, ϕ_0 es la relación entre la capacidad en flexión total de la viga en la forma en que esta se ha reforzado y el momento resistente de la viga requerido por el Código, y ω cubre los efectos de modos superiores y de acción en dos direcciones del efecto sísmico y varía entre 1.2 y 1.8 para marcos en una dirección y entre 1.5 y 1.9 para marcos en dos direcciones, dependiendo del periodo de la estructura. Los valores recomendados de ω se obtuvieron de la interpretación de los resultados de los

análisis dinámicos no lineales disponibles (ref 4). Nótese que las columnas que pertenecen a marcos en dos direcciones se diseñan para flexión uniaxial solamente ya que ω incluye un incremento de momento para tomar en cuenta el efecto de la flexión biaxial. La carga axial de diseño, P_{col} , que debe usarse junto con M_{cod} en el diseño de las secciones, se calcula a partir de las fuerzas cortantes que actúan en las caras de la columna, debida a las fuerzas de gravedad aplicadas sobre las vigas, más las cortantes inducidas por los momentos correspondientes a la formación de las articulaciones plásticas de las vigas en ambas direcciones, considerando la capacidad total en flexión; se permite sin embargo una reducción de las cortantes debidas a momentos para tomar en cuenta que es poco probable que todas las articulaciones plásticas en las vigas alcancen simultáneamente su resistencia máxima a lo largo de la altura total del marco.

5.2 Confinamiento y soporte del acero longitudinal

La posibilidad de que ocurra fluencia en los extremos de las columnas debido a los efectos tratados anteriormente, hace importante asegurar que las columnas sean capaces de comportarse de manera dúctil. Por tanto, en columnas de concreto reforzado debe existir un refuerzo transversal adecuado por medio de estribos o de espirales en las zonas de articulaciones plásticas potenciales en los extremos de la columna para asegurar un comportamiento dúctil del concreto y para prevenir el pandeo del acero longitudinal. En la fig 9 se muestran ejemplos de una columna confinada de manera inadecuada por medio de estribos y de una columna bien confinada con refuerzo espiral. A pesar de que el refuerzo espiral proporciona un mejor confinamiento que un igual volumen de estribos rectangulares en cantidad suficiente como los

mostrados en la fig 10.

Los requisitos de los Códigos internacionales para el refuerzo de confinamiento en columnas son bastante arbitrarios; sin embargo, las ecuaciones del borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1) para acero de confinamiento representan un intento para lograr un método más racional basado en las demandas de ductilidad de curvatura y en análisis momento-curvatura de las secciones. En particular la cantidad de acero de confinamiento requerida está en función del nivel de carga axial, debido a que los análisis momento-curvatura han mostrado que la ductilidad disponible en las columnas decrece al aumentar la carga axial (ref 3 y 4). Las ecuaciones del borrador del Código dan lugar a una cantidad de acero transversal menor que la recomendada en el ACI 318-77 para columnas con niveles de carga axial moderados o bajos (ref 5).

5.3 Resistencia en cortante

El diseño en cortante de las columnas es también un aspecto importante debido a que las fallas de cortante en columnas pueden ser sumamente frágiles. Estrictamente, debería considerarse en el diseño la fuerza cortante diagonal que resulta de la flexión biaxial en marcos en dos direcciones, debida a la ocurrencia de la carga sísmica en una dirección cualquiera. Esta fuerza cortante será mayor que la que resulte de marcos cargados exclusivamente en una dirección principal. Nótese que la resistencia en cortante diagonal y la resistencia en cortante uniaxial de secciones cuadradas idénticas es la misma. Esto se debe a que para cortante diagonal, aunque la componente de la fuerza transversal en las varillas en dirección de la fuerza cortante es menor, la grieta de tensión diagonal inclinada 45° con respecto al eje longitudinal del elemento tiene una longitud proyectada mayor y

por tanto intercepta más varillas transversales.

6. UNIONES VIGAS-COLUMNNA

6.1 Aspectos generales

Idealmente, la resistencia de una unión viga-columna debe ser mayor que la resistencia de los miembros adyacentes, debido a que el núcleo de la unión puede deteriorarse rápidamente ante cargas cíclicas, a que dicho núcleo es difícil de reparar, y a que su falla lleva al colapso de la columna. Cuando está sujeta a carga sísmica, la unión viga-columna puede volverse una región crítica de la estructura, como se muestra en la fig 11. El comportamiento de uniones viga-columna bajo cargas pseudoestáticas de tipo sísmico ha sido estudiado ampliamente en Nueva Zelanda en años recientes. Como resultado de estos ensayos se dan recomendaciones de diseño para núcleos de uniones que difieren de las del ACI 318-77 (ref 5). Sería erróneo basar un procedimiento de diseño para núcleos de uniones, en resultados de ensayos de elementos, como ha hecho el Reglamento ACI.

6.2 Anclaje de varillas

La fig 12 muestra una unión viga-columna exterior de un marco de concreto reforzado; junto con las fuerzas asociadas y con el agrietamiento. Es claro que las condiciones de adherencia para el acero longitudinal y para las varillas de las columnas son desfavorables debido a que :

- 1) Es necesario transferir fuerzas cortantes grandes al concreto en longitudes de varillas relativamente pequeñas.
- 2) Están presentes grietas de tensión, de flexión y diagonales, las cuales cambiarán de dirección durante los ciclos de carga.

3. Durante los ciclos de carga ocurrirá deterioro de la adherencia. Por ejemplo, en varillas exteriores de columnas los altos esfuerzos de adherencia y las fuerzas de anclaje que provienen de las barras de las vigas, pueden dar lugar a un desgarramiento vertical del concreto, a lo largo de las varillas exteriores de la columna (ver fig 13).

El deterioro de la resistencia en adherencia causará también que la fluencia de las varillas longitudinales penetre en el núcleo de la junta, reduciendo así la longitud de anclaje efectivo y dando lugar posiblemente a una pérdida de anclaje. Por tanto, en el borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1), se recomienda que en juntas exteriores viga-columna, cuando la articulación plástica ocurra en las vigas en la cara de las columnas debe considerarse que el anclaje del acero de las vigas comienza dentro de la junta a medio peralte de columna o 10 diámetros de barra, cualquiera sea menor, a partir de la cara de la columna donde el acero penetra.

El empleo de un bloque de anclaje en forma de un saliente de la viga en la cara lejana de la columna en el cual pueden anclarse las barras de acero longitudinal ha mostrado mejorar en forma considerable el comportamiento de la junta (ref 3) y está siendo usado por algunos diseñadores en Nueva Zelanda (fig 14).

La fig 15 muestra una unión viga-columna interior de un marco de concreto reforzado. Si se forman articulaciones plásticas en las vigas a la altura de la cara de la columna, una varilla de la viga estará fluyendo en tensión en un extremo del núcleo de la junta y en compresión en el otro extremo del núcleo y por tanto debe transferirse dos veces la fuerza de fluencia de esa varilla por adherencia en el núcleo de la junta, lo cual puede requerir esfuerzos de adherencia

extremadamente grandes. Por esta razón el borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1) recomienda que, para evitar una falla de adherencia, la relación entre el diámetro de las barras longitudinales y el peralte de las columnas no debe ser mayor que 1 a 25 para varillas corrugadas de acero grado 275 o de 1 a 35 para varillas corrugadas de acero grado 380.

6.3 Resistencia en cortante

El mecanismo de resistencia en cortante dentro del núcleo de la unión viga-columna involucra:

- 1) un elemento diagonal en compresión que lleva las fuerzas de compresión del concreto a lo largo de la junta
- 2) un trabajo de armadura del refuerzo en el núcleo de la junta, con el cual las fuerzas en las varillas longitudinales se transmiten a lo largo de la junta (ref 3)

Cuando ocurren grietas en todo el peralte en las vigas a paño de columna, la diagonal de compresión se vuelve mucho menos efectiva, a menos que existan cargas axiales significativas de compresión en la columna. Las grietas de tensión en las dos diagonales pueden ocasionar también un deterioro de la resistencia de la diagonal de compresión; por tanto las cargas cíclicas causan una transferencia de fuerza cortante hacia el mecanismo de armadura. Debe notarse que el mecanismo de armadura requiere tanto de acero horizontal como vertical; este puede proporcionarse con estribos horizontales en las columnas y con barras intermedias entre las varillas de esquina. El borrador del Reglamento Diseño de Concreto SANZ (ref 1) requiere que haya por lo menos una barra intermedia en la columna entre las varillas de esquina en cada cara de la columna.0 sea, no se admiten columnas con cuatro varillas.

La fig 16(a) muestra una junta interior viga-columna que ha sido diseñada usando el método ACI 318-77 (ref 5) (no hay barras intermedias en la columna y el diámetro de las barras longitudinales de las vigas es igual a $1/6$ del peralte de la columna. La unión falló por cortante en el núcleo de la conexión y por deslizamiento de las barras de la viga después de los primeros ciclos de carga inelástica (ref 3), demostrando lo inadecuado del enfoque del ACI. La fig 16(b) muestra la junta después de cuatro ciclos de carga inelástica para un factor de ductilidad de desplazamiento de cuatro.

6.4 Uniones de Marcos de dos direcciones

Los núcleos de uniones viga-columna en marcos en dos direcciones están sujetos a fuerzas cortantes altas en la dirección diagonal de la sección de la columna, cuando las vigas llegan a fluir simultáneamente en ambas direcciones. Si las vigas en las dos direcciones son similares, las fuerzas cortantes horizontales que actúan a lo largo de la diagonal del núcleo de la junta son $\sqrt{2}$ veces las fuerzas cortantes uniaxiales. Una grieta de tensión diagonal de esquina a esquina intercepta el mismo número de varillas de refuerzo por cortante que para cortante uniaxial y si las varillas del refuerzo por cortante son paralelas a los lados de la sección, la componente diagonal de la fuerza en la barra es $1/\sqrt{2}$ veces la que se cuenta para resistir la fuerza cortante uniaxial. Por tanto si se diseña para fuerza cortante biaxial en marcos simétricos en dos direcciones, puede resultar aproximadamente el doble de la cantidad de refuerzo por cortante que se necesita cuando se diseña para fuerza cortante uniaxial, si el mecanismo que involucra la diagonal de compresión no actúa debido a que existen grietas de todo el peralte en las vigas al nivel de caras de las columnas. Sin embargo, el confi-

namiento del núcleo de la columna por efecto de las vigas transversales perpendiculares, impedirá el deterioro severo de la fuerza cortante resistida por el mecanismo de diagonal de compresión. De hecho, un espécimen de unión viga-columna en dos direcciones a escala natural ensayado recientemente en la Universidad de Canterbury había sido diseñado para la fuerza cortante uniaxial en la junta (como si fuera parte de un marco en una dirección) y se encontró que este refuerzo de cortante en la junta era capaz de resistir la fuerza cortante biaxial inducida por la fluencia simultánea de las vigas en ambas direcciones. Esta es en realidad un resultado afortunado.

6.5 Articulaciones plásticas en vigas lejos de las caras de las columnas

El deterioro de la resistencia en cortante del núcleo de la junta y los problemas de adherencia asociados con las vigas longitudinales y el refuerzo de la columna que pasa a lo largo de la conexión del núcleo de la junta, pueden reducirse grandemente si se fuerza que la fluencia del acero longitudinal ocurra lejos de la cara de la junta. Por tanto, un criterio de diseño muy atractivo es el que implica diseñar para que las articulaciones plásticas se formen en las vigas deliberadamente lejos de las columnas (ref 4). Los cálculos han demostrado que en esas condiciones el contenido del refuerzo por cortante en la junta puede reducirse significativamente y que pueden admitirse barras de mayores diámetros pasando a través de la junta. Puede forzarse a que las articulaciones plásticas ocurran lejos de las caras de la columna, detallando en forma apropiada el refuerzo o variando el peralte de las vigas.

7. MUROS DE CORTANTE

7.1 Aspectos generales

Las investigaciones llevadas a cabo en Nueva Zelanda en años recientes acerca del comportamiento de muros de cortante bajo cargas sísmicas pseudo-estáticas han demostrado que estos muros, reforzados en forma apropiada pueden proporcionar una resistencia y ductilidad aceptable a los edificios (ref 3). Por tanto las sospechas de que todos los muros de cortante van a fallar en una manera frágil no tienen base, si se toman las precauciones de diseño adecuadas. Los muros de cortante de concreto constituyen una forma atractiva de dar resistencia sísmica, ayudando a reducir problemas como los de fluencia de las columnas, de detalle de uniones viga-columna y de inestabilidad lateral. Su rigidez permite también minimizar el daño no estructural durante sismos severos.

7.2 Muros de cortante en voladizo

Los muros de cortante en voladizo son en realidad columnas en voladizo con cargas axiales bajas y espesores pequeños. La cuantía de refuerzo longitudinal es pequeña y por tanto puede esperarse que se comporten de una manera dúctil siempre que no ocurra inestabilidad lateral en el patrn de compresión y que se prevenga la falla por cortante (ref 1).

7.3 Muros de cortante acoplados

Muchos muros de cortante contienen hileras de huecos verticales y los muros a cada lado de las aberturas están conectados por vigas cortas y peraltadas. En Nueva Zelanda, Paulay ha realizado estudios muy extensos sobre el comportamiento de vigas de acoplamiento (ref 3). Cuando sobre estos muros actúan cargas sísmicas,

las vigas de acoplamiento están sujetas a flexión y cortante y, debido a su pequeña relación claro a peralte, las deformaciones de cortante pueden ser muy significativas. Se encontró que para vigas de acoplamiento con relaciones claro a peralte menores que aproximadamente dos, el agrietamiento de tensión diagonal causaba una redistribución de los esfuerzos de tensión y que las varillas longitudinales, tanto las superiores como las inferiores, estaban sujetas a tensión en la longitud total de las vigas. Por tanto, no se contaba con un incremento de ductilidad debido al acero de compresión, ya que el concreto tomaba toda la compresión. Para relaciones claro a peralte menores que aproximadamente dos, después de alternaciones de cargas de gran intensidad, la resistencia en flexión que podía lograrse era solamente 85 por ciento de la que se calcula con la teoría general de flexión. Las grietas de tensión diagonal en direcciones alternadas mostradas en la fig 17 reducían significativamente la capacidad del concreto para tomar cortante. Por tanto es necesario proporcionar refuerzo para resistir la fuerza cortante total. La rigidez de las vigas de acoplamiento se deterioraba significativamente con los ciclos de carga y las deformaciones de cortante eran mayores que las deformaciones de flexión. La falla final para los miembros reforzados adecuadamente por cortante era debida, ya sea a aplastamiento del concreto o a deslizamiento por cortante a lo largo de grietas verticales. La fig 17 ilustra una falla de deslizamiento por cortante. Los estribos verticales no pueden prevenir en forma eficiente este tipo de falla por cortante y, si se usan los detalles convencionales de refuerzo, deben limitarse los esfuerzos cortantes nominales para asegurar que no ocurrirá la falla de deslizamiento por cortante.

Trabajos experimentales adicionales (ref 3) han mos-

trado que la ductilidad y la resistencia útil de vigas de acoplamiento pueden incrementarse considerablemente si, en lugar de los arreglos convencionales del refuerzo longitudinal de flexión y de los estribos, el refuerzo principal se coloca en forma diagonal en las vigas. Para una viga reforzada de esta manera, los momentos aplicados y los cortantes son resistidos por compresiones diagonales internas y por fuerzas de tensión diagonal. Cuando existe una grieta a todo lo alto del peralte después de cargas cíclicas, el acero diagonal resiste la flexión y el cortante, sin necesidad de la asistencia del concreto, excepto que para restringir las varillas en compresión contra el pandeo. Las vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente han mostrado tener excelentes propiedades y los lazos histeréticos son casi tan estables como los de un elemento de acero. El deterioro de resistencia ocurre solo si comienza el pandeo de las varillas de compresión. Las vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente están siendo usadas ya comúnmente por los diseñadores en Nueva Zelanda (ver fig 18).

8. CONCRETO PRESFORZADO

8.1 Aspectos generales

El uso de concreto presforzado ha sido aceptado ampliamente desde hace muchos años para estructuras que tienen que soportar principalmente cargas de gravedad. La aplicación del concreto presforzado en estructuras como sistemas de piso prefabricados ha sido considerable debido a aspectos económicos, a formas arquitectónicas agradables y a la facilidad del concreto presforzado para ser prefabricado. Por otra parte, el uso del concreto prefabricado en elementos que tienen la función primaria de resistir sismos no ha sido aceptado tan fácilmente debido principalmente a la escasez de información sobre el comportamiento de estructuras de concreto presforzado durante los terremotos. Sin

embargo, investigaciones recientes han superado mucho de estas sospechas sobre el concreto presforzado (ref 6). El Borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1) contiene recomendaciones para el diseño de concreto presforzado en estructuras de marcos sísmo-resistentes.

8.2 Respuesta dinámica no lineal

La fig 19 muestra curvas momento-curvatura (carga-deflexión) para concreto reforzado (modelado con una relación tipo Ramberg-Osgood), para concreto presforzado, y para concreto parcialmente presforzado. Los sistemas de concreto presforzado muestran una gran capacidad para la recuperación de deflexiones aún cuando hayan sido llevados muy dentro del intervalo inelástico, por tanto la energía disipada por ciclo (el área dentro del lazo momento-curvatura) es pequeña. Por el contrario un sistema de concreto reforzado disipará una cantidad considerable de energía. Estudios comparativos de sistemas de un grado de libertad de concreto reforzado y presforzado usando relaciones momento-curvatura como las de la fig 19, han mostrado que sistemas con una misma resistencia de diseño (obtenida de la carga sísmica especificada por el Código para concreto reforzado), y con la misma rigidez inicial y amortiguamiento viscoso, en su respuesta al sismo de El Centro 1940 y a otros temblores, dieron lugar a desplazamientos horizontales máximos para los sistemas de concreto presforzado que superaban en promedio en 1.3 veces los de sistemas de concreto reforzado (ref 6). A pesar de la mayor respuesta de desplazamiento, los requisitos de ductilidad en las articulaciones plásticas en estructuras de concreto presforzado pueden lograrse con detalles apropiados del refuerzo. Sin embargo, la mayor respuesta en desplazamientos de una estructura de concreto presforzado significa que se requiere una mayor capacidad de deformación y que ocurrirá un mayor nivel de daño no

estructural que en una estructura equivalente del concreto reforzado. Por esta razón la Norma NZS 4203 (ref 2) recomienda que las cargas sísmicas de diseño para estructuras de concreto presforzado se incrementen en 20 por ciento arriba de las que corresponden a estructuras de concreto reforzado.

8.3 Estudios de ductilidad en elementos y en juntas

Los estudios teóricos han mostrado cuales son las distribuciones de acero de presfuerzo que dan lugar a un comportamiento dúctil en los elementos (ref 6). El borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1) proporciona reglas para detallar el refuerzo. Por ejemplo, en regiones de articulaciones plásticas deberá haber acero longitudinal en la parte superior e inferior de los elementos, deberá haber además estribos pocos espaciados y la relación entre el peralte del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto y el peralte total del elemento no deberá exceder de 0.2 para poder tener una ductilidad razonable. En las regiones de articulaciones plásticas deberá existir también acero no presforzado. Una buena solución de compromiso es usar concreto parcialmente presforzado. El acero de presfuerzo permite que las cargas muertas y las vivas estén equilibradas en un grado deseable, dando lugar así a un diseño con un buen control de deflexiones; el acero no presforzado ayuda a hacer más gruesos los lazos histeréticos y mejora la ductilidad en las regiones de articulaciones plásticas. Los ensayos han indicado también que la resistencia en cortante de uniones vigas-columna mejora grandemente por la presencia de un tendón a medio peralte, ya que ese tendón puede actuar como refuerzo de cortante a lo largo del núcleo de la junta (ref 6 y 1).

8.4 Tendones no adheridos

El uso de tendones no adheridos en estructuras de concreto presforzado en zonas sísmicas ha sido causa de considerable controversia. En Nueva Zelanda se ha exigido siempre que los tendones de presfuerzo deban ser adheridos al concreto, o sea, se han permitido solo tendones de postensado inyectados o tendones de presforzado. Sin embargo, el borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ (ref 1) admite el uso de tendones no adheridos si se toman las precauciones adecuadas, como son medidas para el control del agrietamiento, para la protección contra la corrosión, junto con sistemas de anclaje con una confiabilidad comprobada bajo cargas cíclicas. Hay cierta economía cuando se usan tendones no adheridos debido a la facilidad de su colocación y a que se evitan los ductos y la inyección. Sin embargo, es evidente que su uso más apropiado es en losas.

9. CONCLUSIONES

En Nueva Zelanda se ha llevado a cabo un número considerable de investigación y nuevos desarrollos relacionados con el diseño de edificios resistentes a sismo estructurados con marcos de concreto reforzado o presforzado o con muros de cortante. El borrador del Código de Diseño de Concreto SANZ, que ha sido puesto en circulación para comentarios en 1978, contiene cierto número de nuevas recomendaciones para el diseño sísmico de vigas, columnas, muros y uniones. Se recomienda un procedimiento de "diseño por capacidad" el cual tiene el objetivo de asegurar un comportamiento dúctil de las estructuras y de minimizar el deterioro de resistencia durante sismos severos. De ello resultará una forma de refuerzo más adecuada para la resistencia sísmica de las estructuras de concreto reforzado y presforzado.

10. REFERENCIAS

1. SANZ (1978) "Draft New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, DZ 3101: Parts 1 and 2". Standards Association of New Zealand.
2. SANZ (1976) "New Zealand Standard Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings, NZS 4203." Standards Association of New Zealand.
3. PARK, R y PAULAY, T (1975), "Reinforced Concrete Structures", Wiley New York, 769 pp.
4. DISCUSSION GROUP ON SEISMIC DESIGN OF DUCTILE MOMENT RESISTING REINFORCED CONCRETE FRAMES (1977, 1978), "Papers resulting from deliberations", Bull N.Z. Nat. Soc. for Earthquake Engng. 10(2), 10(4), 11(2)
5. ACI COMMITTEE 318 (1977), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-77", American Concrete Institute, Detroit.
6. PARK, R y THOMPSON, K J (1976): "Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete frames", Bull. N.Z. Nat. Soc. for Earthquake Engng. 9(3), 167-74.

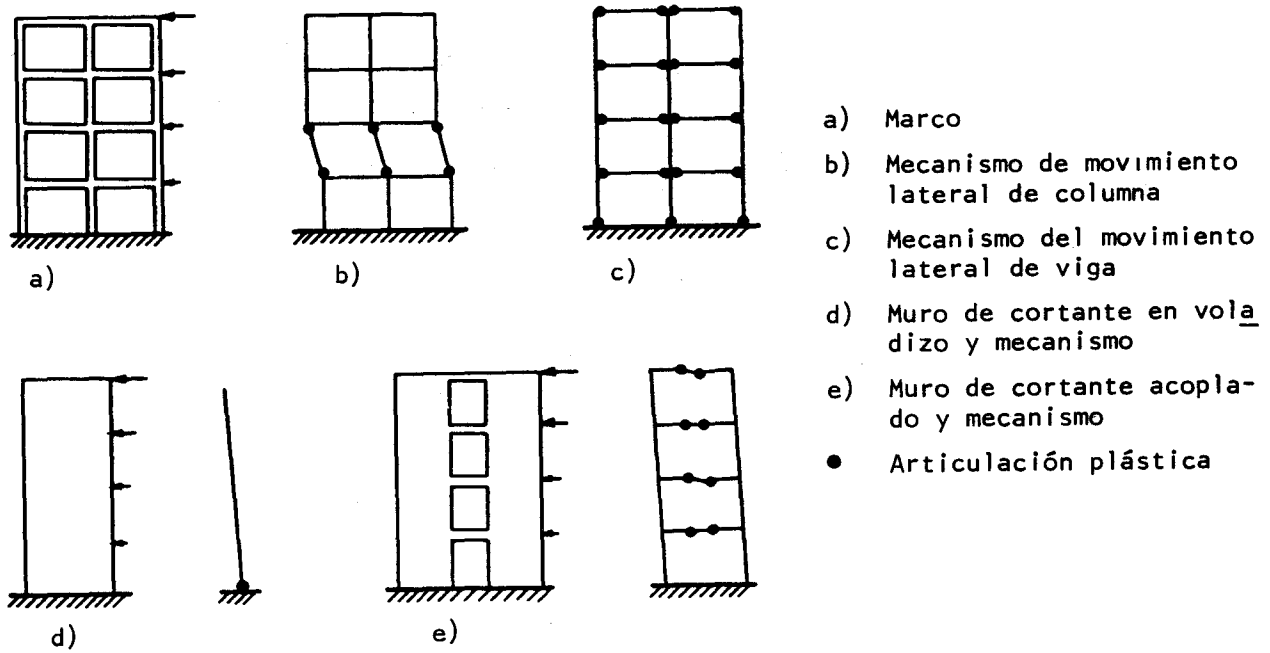


Fig 1. Estructuras de edificios sujetas a cargas sísmicas y posibles mecanismos

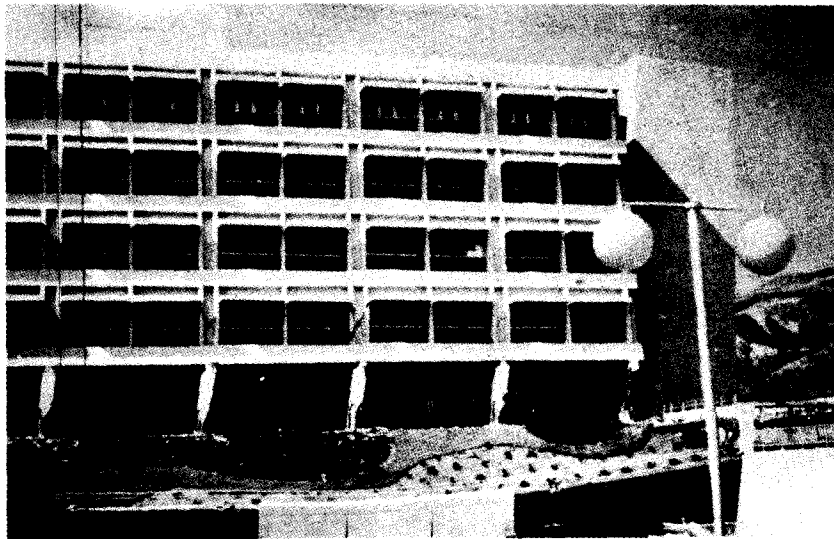


Fig 2. Mecanismo de desplazamiento lateral de columna en parte del edificio del Hospital Olive View en el temblor de San Fernando, 1971

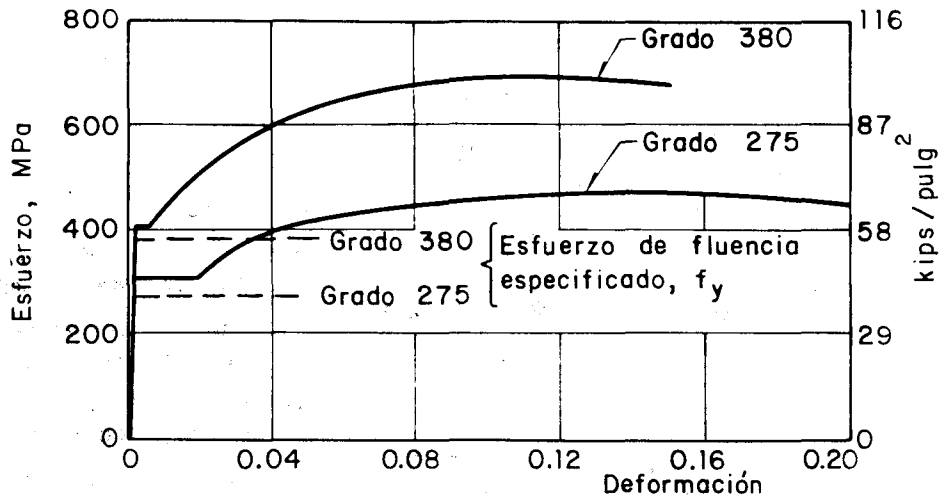


Fig 3. Curvas esfuerzo-deformación para aceros de refuerzo, grados 275 y 380, bajo carga creciente

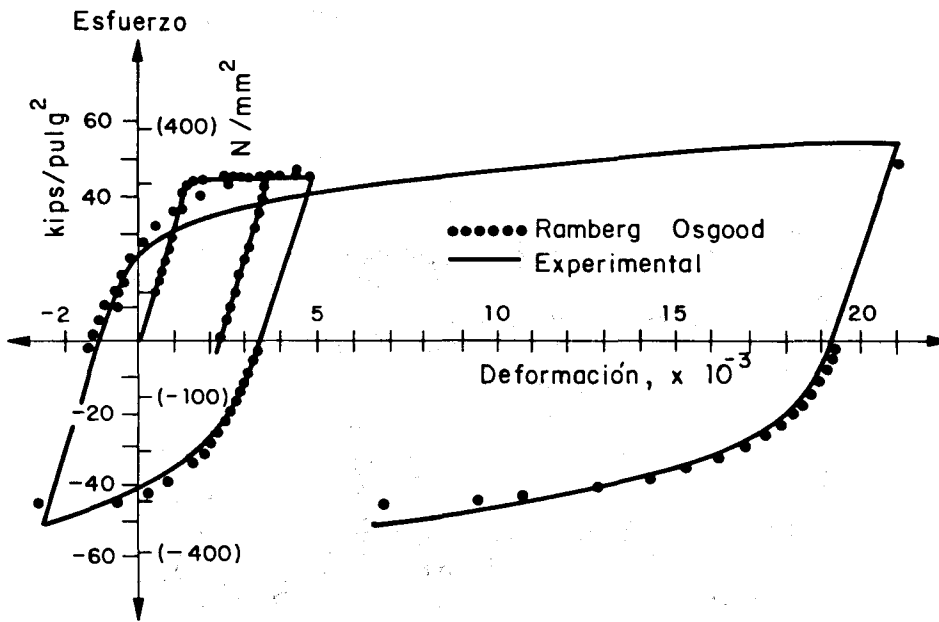
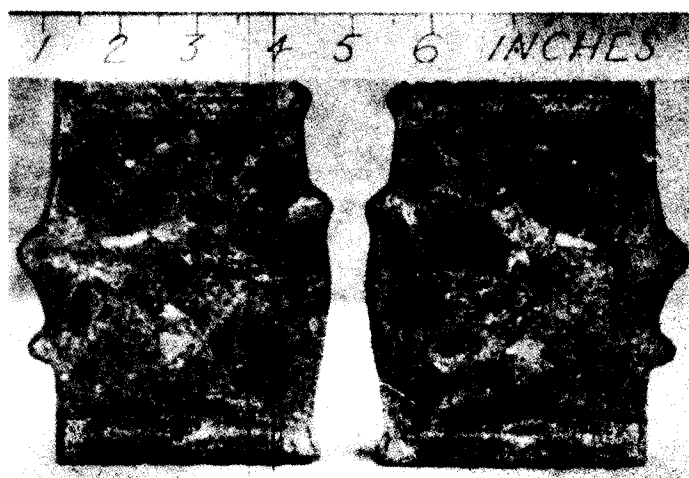


Fig 4. Curvas esfuerzo-deformación para aceros de refuerzo grado 275 bajo cargas cíclicas



a)



b)

Fig 5. Cilindros de concreto sujetos a compresión, confinados: a) Por un tubo circular de acero, y b) Por refuerzo espiral de acero

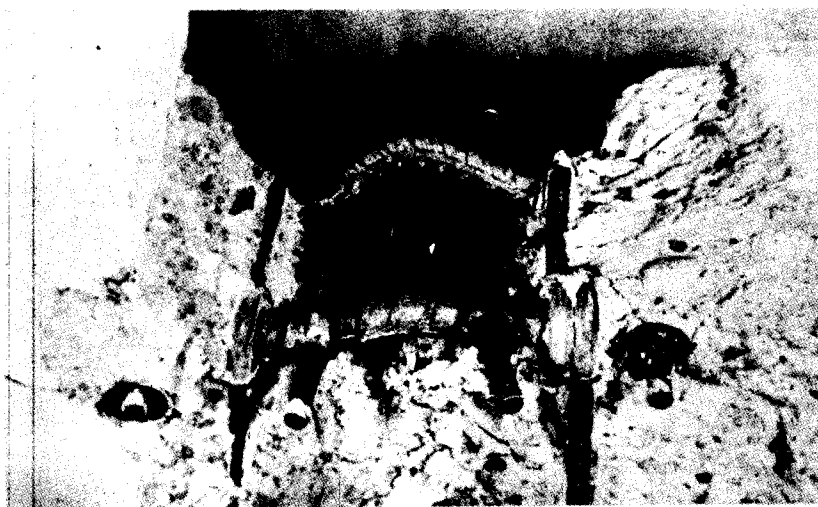


Fig 6. Región de articulación plástica de una viga de concreto con refuerzo transversal inadecuado, después de soportar flexión cíclica en el intervalo inelástico

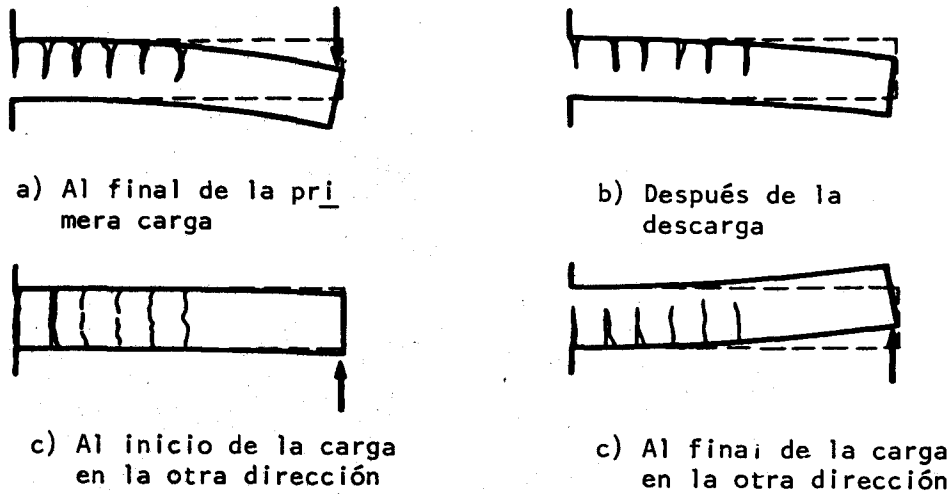


Fig 7. Efectos de cargas cíclicas en una viga en voladizo de concreto reforzado

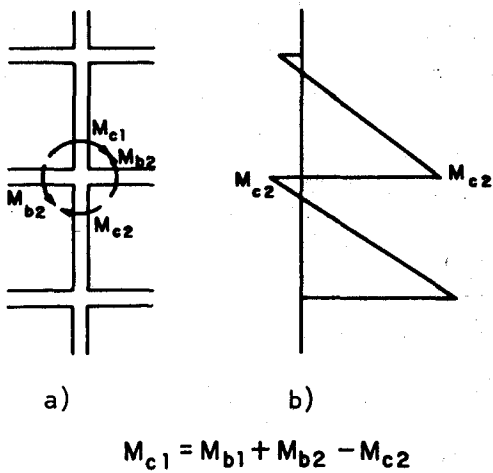


Fig 8. Momentos flexionantes en una unión viga-columna
 a) Parte de un marco
 b) Momentos flexionantes en columnas

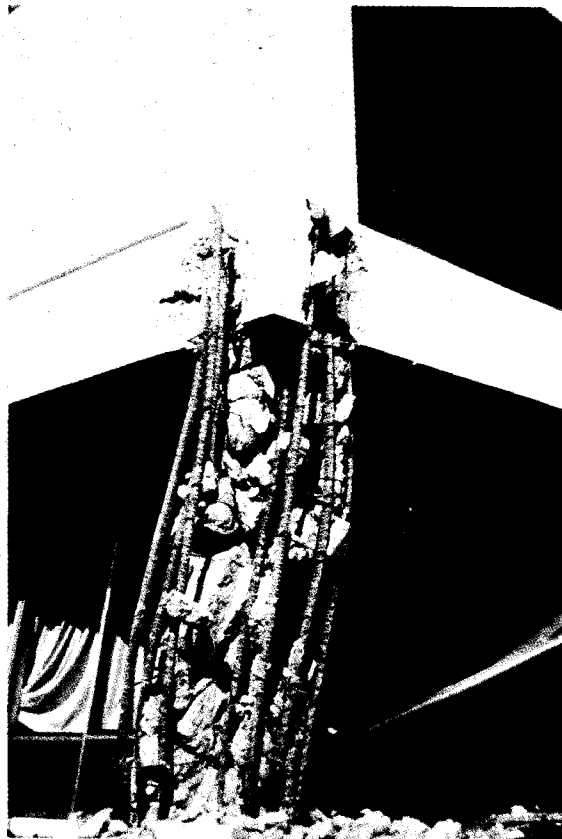


Fig 9. Columnas del piso inferior del Hospital Olive View después del temblor de San Fernando, 1971

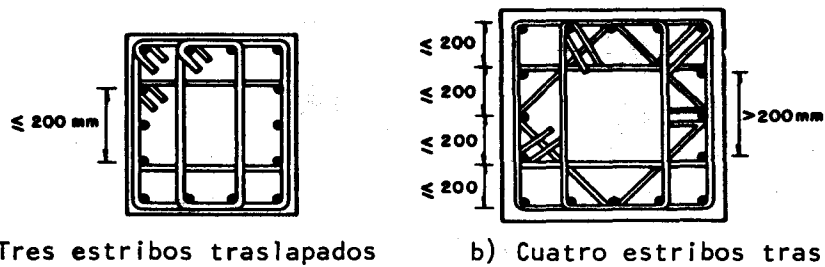


Fig 10. Algunos detalles recomendados para refuerzo transversal en zonas de posibles articulaciones en columnas

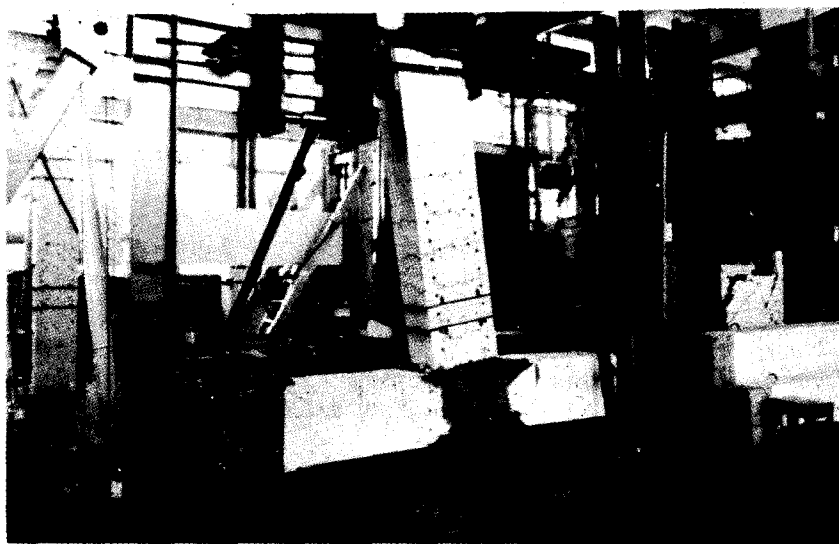


Fig 11. Falla de unión viga-columna de concreto reforzado

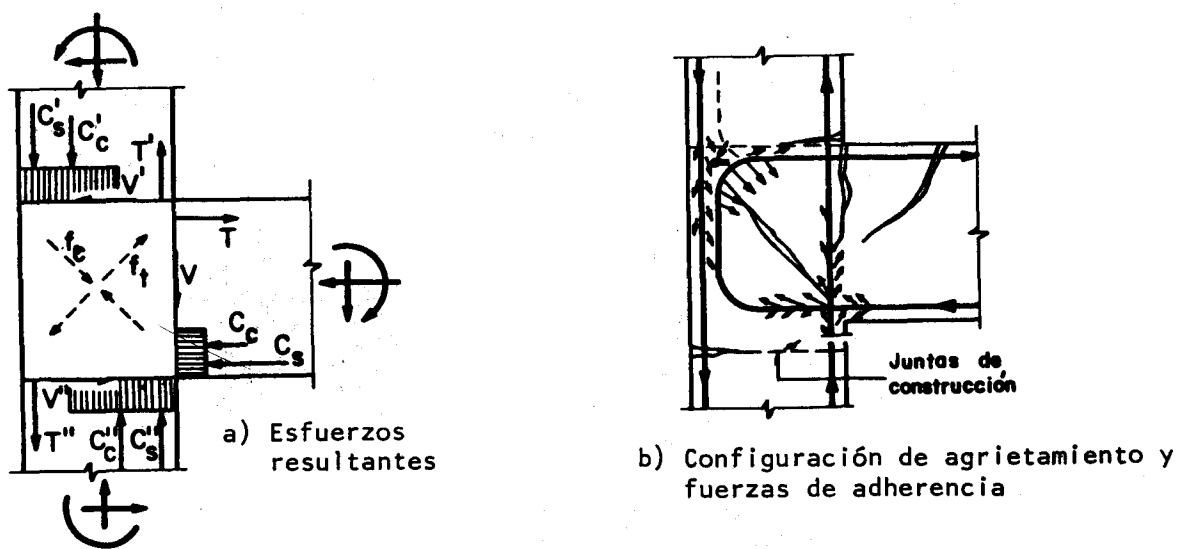


Fig 12. Unión viga-columna interior de concreto reforzado

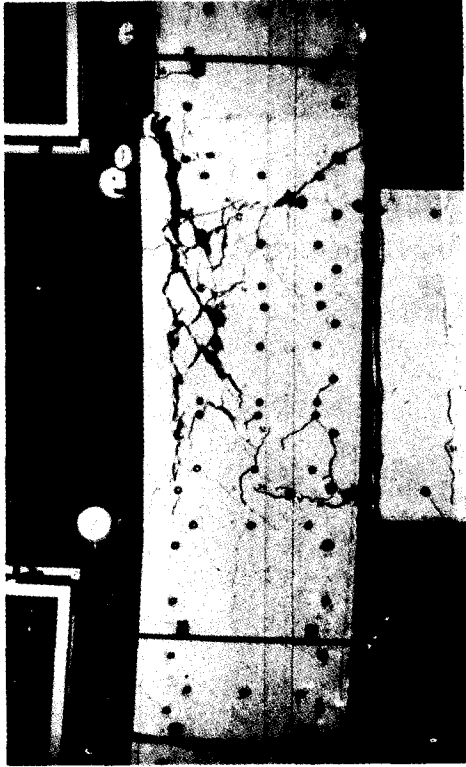


Fig 13. Unión viga-columna exterior de concreto reforzado mostrando grietas longitudinales a lo largo de las varillas exteriores de la columna

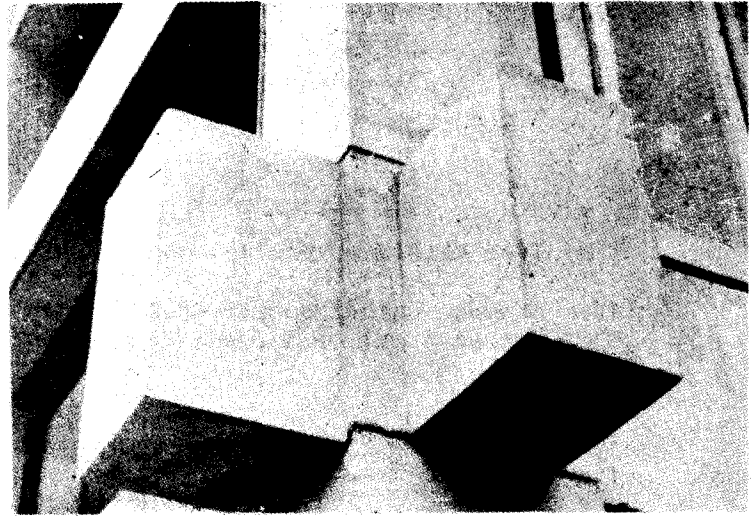
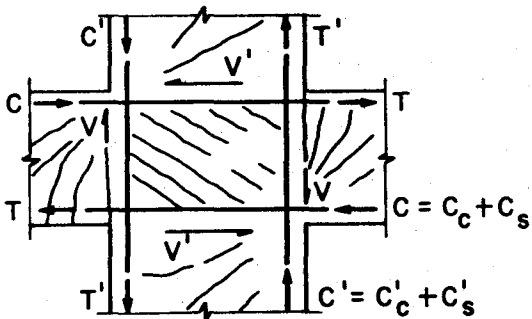
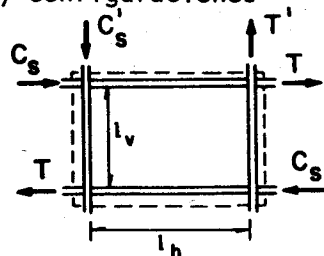


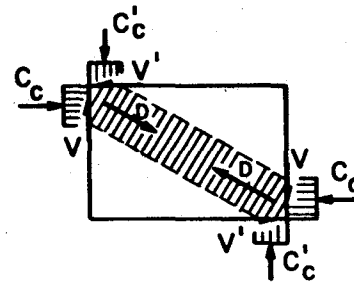
Fig 14. Unión viga-columna exterior con bloques de anclaje



a) Acciones internas y configuraciones de grietas



c) Transferencia por cortante de las fuerzas en el acero mediante un mecanismo de armadura



b) Transferencia por cortante de las fuerzas de compresión en el concreto, mediante un mecanismo de diagonal en compresión

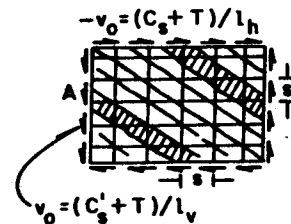
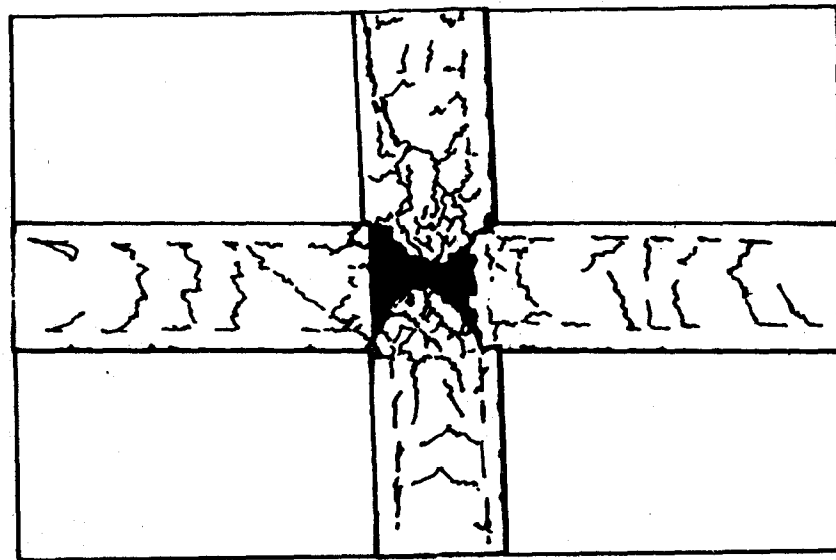


Fig 15. Comportamiento idealizado de una unión viga-columna exterior de concreto reforzado



a) Disposición del refuerzo antes de colar el concreto



b) Falla por cortante, en el núcleo de la unión, después de la prueba

Fig 16. Unión viga-columna interior, de concreto reforzado

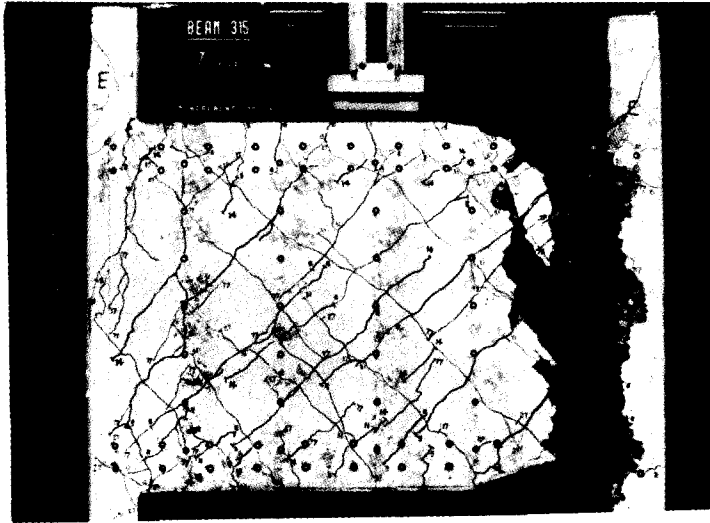


Fig 17. Grietas por tensión diagonal y falla de deslizamiento por cortante, en una viga de acoplamiento

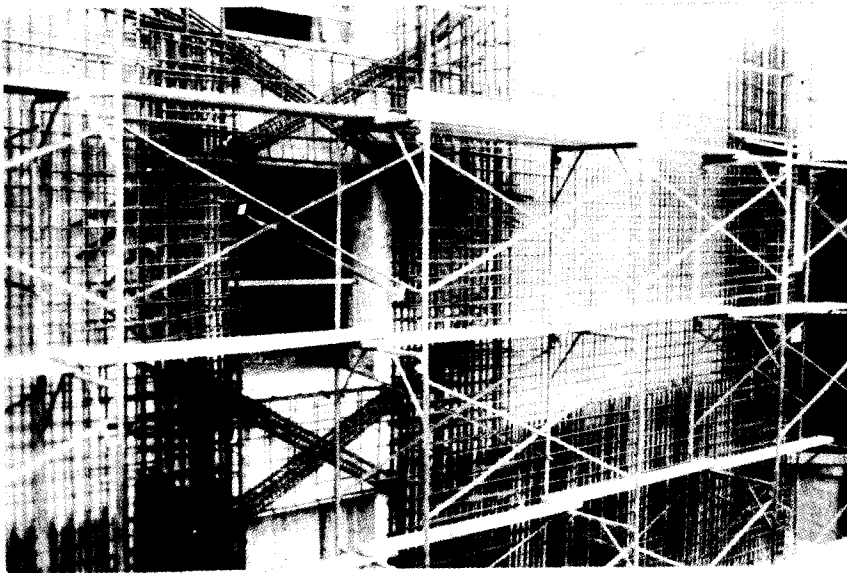
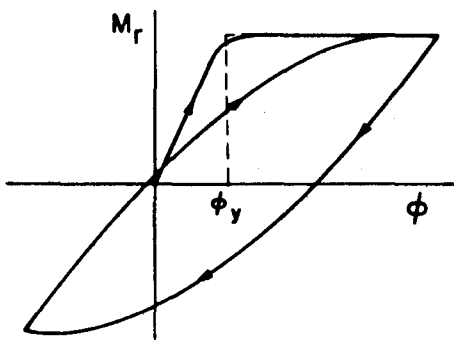
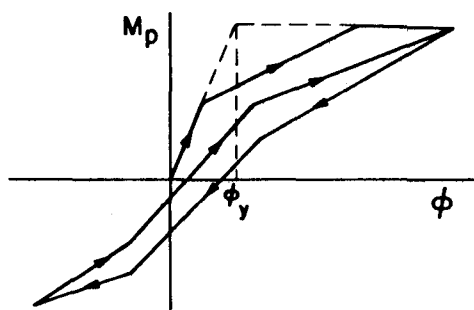


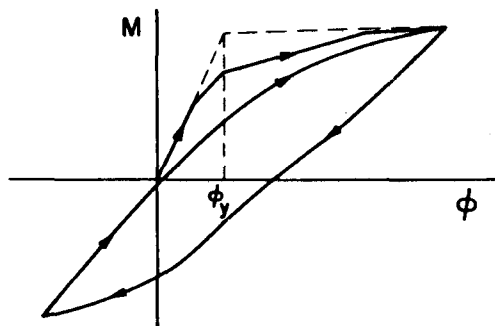
Fig 18. Refuerzo diagonal para vigas de acoplamiento de muros de rigidez durante su construcción



a) Sistema Ramberg-Osgood



b) Sistema de concreto presforzado



c) Sistema de concreto parcialmente presforzado

Fig 19. Relaciones momento-curvatura idealizadas para sistemas de concreto reforzado, presforzado y parcialmente presforzado