

# COMPORTAMIENTO SISMICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO Y POSTENSADO

S. M. Alcocer<sup>1</sup>

## I. INTRODUCCION

El uso de edificios con componentes presforzados y postensados en zonas sísmicas se ha incrementado en tiempos recientes. Sin embargo, el desarrollo del estado de conocimiento de este tipo de estructuras ante cargas cíclicas no ha seguido la velocidad de su empleo. En este artículo se revisan brevemente los principios de comportamiento de las estructuras a base de elementos de concreto presforzado y postensado. Se discuten algunas aplicaciones y limitaciones de los precolados y de las losas postensadas con cables no adheridos.

## II. CONCRETO PRESFORZADO

### 2.1 Antecedentes

El concreto presforzado es un tipo de concreto armado en el cual el acero de refuerzo se ha tensado contra el concreto. Esta operación de tensado resulta en un sistema auto-equilibrado de esfuerzo internos que mejora el comportamiento del concreto a cargas externas. Así, mientras que el concreto es resistente a compresión, es débil y frágil a tensión, y por tanto, su respuesta a cargas externas se mejora aplicando una pre-compresión. En concreto presforzado, la tensión inicial incrementa la resistencia al agrietamiento del concreto. Las técnicas para pretensado y postensado, y los conceptos de diseño se pueden consultar en textos de amplia difusión (Collins y Mitchell, 1991; Libby, 1984).

El concreto presforzado (de elementos precolados) es uno de los sistemas estructurales más populares en el mundo. En Europa, este sistema se emplea en más del 25% de los edificios, mientras que en la ex-Unión Soviética más del 80% de la construcción de edificios se hizo con precolados.

### 2.2 Comportamiento

Si la deformación a compresión en el concreto no ha alcanzado valores muy elevados durante el proceso de carga, las grietas que aparecen en un elemento de concreto presforzado se cierran de nuevo y las deflexiones regresan a casi cero una vez que se retira la carga.

El comportamiento histerético carga-desplazamiento de un elemento presforzado tiene la forma de una S y posee una muy limitada capacidad de disipación de energía. En la Fig. 1 se presenta la relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado. Se observa que la energía disipada, calculada como el área encerrada en los lazos histeréticos, es prácticamente despreciable. Por tanto, la respuesta ante las fuerzas inducidas por los sismos es severa. Como ejemplo, Park y Paulay (1980) presentaron un estudio en el cual la respuesta dinámica de un marco a base de elementos de concreto presforzado fue 130% superior a la medida en un marco ordinario de concreto armado diseñado para las mismas condiciones. De acuerdo con lo anterior, las estructuras de concreto presforzado deben ser diseñadas para mayores cargas (cargas incrementadas por un factor mayor que 1.0) y deben ser provistas de suficiente capacidad de deformación, aun para elementos no estructurales, para permitir que resistan grandes

---

<sup>1</sup>Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

deformaciones.

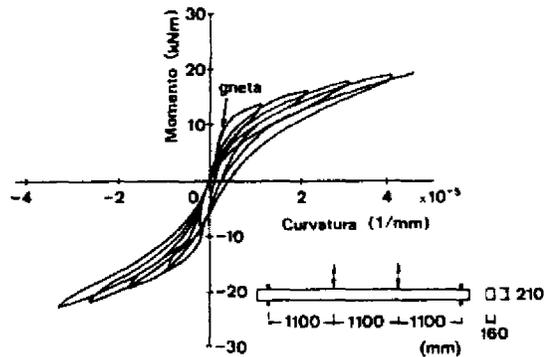


Fig. 1 Relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado (Wakabayashi, 1986).

Si se usan barras de refuerzo ordinarias (varillas corrugadas) en combinación con acero de presfuerzo, se puede mejorar sustancialmente la capacidad sismorresistente de la estructura (Park, 1980). Esta estructura se comportará como una ordinaria de concreto armado. Así, un marco compuesto por vigas de concreto presforzado y columnas de concreto armado se comportará más como un marco de concreto armado que un marco consistente únicamente en elementos de concreto presforzado. La razón obedece a que el esfuerzo en torones no adheridos es uniforme a lo largo de la longitud y, por tanto, el cable casi no disipa energía, fenómeno que es indeseable durante un sismo.

#### Resistencia

La resistencia a flexión de un elemento de concreto presforzado se puede obtener de principios básicos de mecánica. Las expresiones resultantes son similares a las empleadas en vigas de concreto armado (Libby, 1984).

#### Ductilidad

La ductilidad de los elementos de concreto presforzado depende de la cuantía y posición del acero de presfuerzo. Para elementos presforzados en el lecho inferior solamente y con cables adheridos, la resistencia a momento aumenta con el parámetro  $w_p$  (ver Fig. 2). Sin embargo, la ductilidad disminuye ya que la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro aumenta (Fig. 3). La curva de la gráfica indica que se puede esperar una ductilidad de curvatura de 10 si se limita en el diseño el valor de  $w_p$  a 0.2.

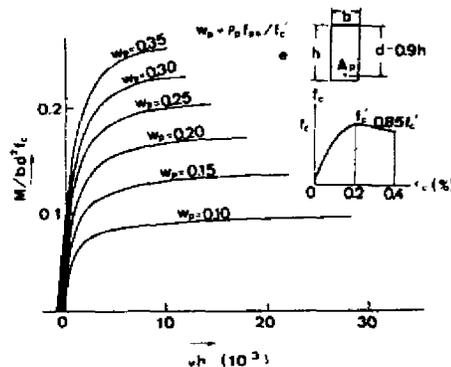


Fig. 2 Relaciones momento-curvatura para vigas de concreto presforzado con diferentes cuantías de acero de presfuerzo (Wakabayashi, 1986).

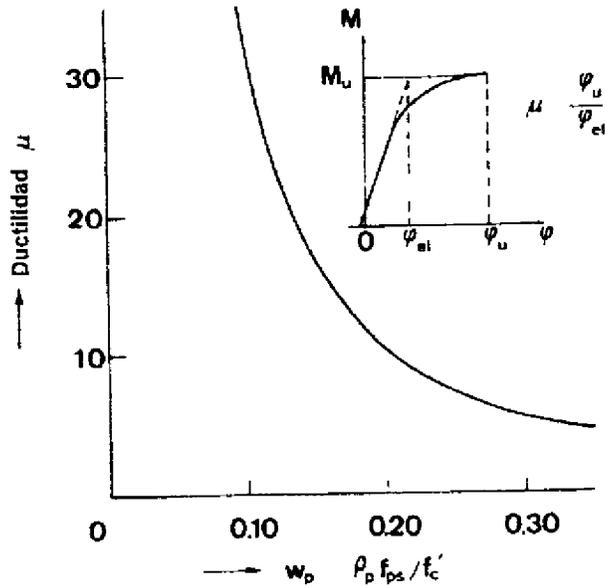


Fig. 3 Relación entre  $w_p$  y ductilidad (Wakabayashi, 1986).

La ductilidad de un elemento se puede incrementar también si se coloca acero ordinario de refuerzo en uno o dos lechos de la sección presforzada. La ductilidad de un elemento presforzado en los dos lechos no es afectada por el valor de  $w_p$ .

### 2.3 Diseño

Como en el caso de estructuras de concreto armado, las estructuras de concreto presforzado deben diseñarse de modo que las vigas se plastifiquen antes que las columnas, y que la conexiones no fallen antes. No se recomienda que se coloquen tendones no adheridos en los principales elementos resistentes a fuerzas laterales. Para asegurar un comportamiento dúctil, se recomienda la combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo ordinario.

#### Vigas

Para garantizar una ductilidad suficiente, el cociente de refuerzo  $w_p$  deber ser menor o igual que 0.2 y la carga de agrietamiento a flexión no debe ser superior a la resistencia a flexión. Se deberá colocar refuerzo por cortante de tal modo que la falla por flexión ocurra antes que por cortante.

La longitud de la zona de la articulación plástica se deberá tomar como  $2h$ , donde  $h$  es el peralte de la viga. Los estribos se deberán colocar en esta zona para asegurar un adecuado confinamiento del concreto, evitar la falla por pandeo de las varillas, y contribuir a la resistencia a cortante.

#### Columnas

La resistencia última a flexión no deberá ser menor que el momento flexionante de agrietamiento. De manera análoga a las vigas, se deberá colocar refuerzo por cortante para asegurar que la falla por flexión anticipe a la falla por corte. Si se supone la formación de una articulación plástica en la columna, se deberá colocar acero transversal para confinar el concreto en esa zona.

## Conexiones

Puesto que ante sismos las conexiones son sometidas a fuerzas de tensión diagonal de alta magnitud, el acero de presfuerzo no debe anclarse en el núcleo de la junta. En el caso de una viga presforzada que llega a una columna exterior, el acero de presfuerzo se puede anclar en un bloque de concreto que se extienda fuera de la columna. El diseño por cortante debe ceñirse al diseño especificado para juntas de concreto armado. El acero de presfuerzo colocado a la mitad del peralte de una viga es efectivo para resistir la tensión diagonal en el núcleo de la junta. En la siguiente sección se abunda en el diseño de conexiones.

## III. EDIFICIOS A BASE DE ELEMENTOS PRECOLADOS

### 3.1 Generalidades

El sistema a base de precolados se clasifica en dos tipos: marcos y paneles. El sistema de marcos se subdivide a su vez en dos grupos: sistema "lineal" y sistema de componentes. En el sistema lineal, las columnas y vigas precoladas se ensamblan en obra (Fig. 4a). En el sistema de componentes, los elementos en forma de T, cruz, y H se ensamblan en la obra (Fig. 4b). Es muy difícil asegurar la suficiente resistencia y ductilidad en las conexiones viga-columna en sistemas lineales; por tanto, este tipo de sistemas no deben usarse para resistir momentos. De aquí que el sistema lineal es a menudo combinado con muros de concreto colados en el sitio o con contravientos metálicos. En el sistema de componentes, la selección de la ubicación de las juntas es más flexible. Usualmente las conexiones se localizan en regiones de bajo esfuerzo como en los puntos de inflexión en columnas.

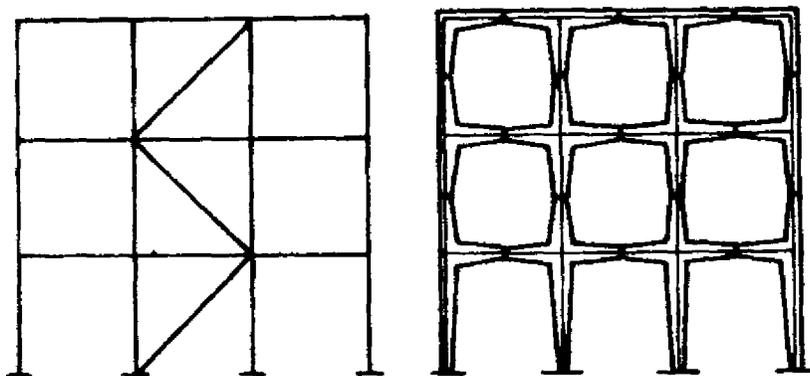


Fig. 4 Sistema de marco con elementos precolados (Wakabayashi, 1986).

El sistema a bases de paneles presenta muchas variaciones incluyendo el sistema de paneles pequeños, el de paneles grandes, y el sistema caja (Fig. 5). Para todos ellos, la resistencia y la ductilidad de las conexiones son importantes consideraciones de diseño.

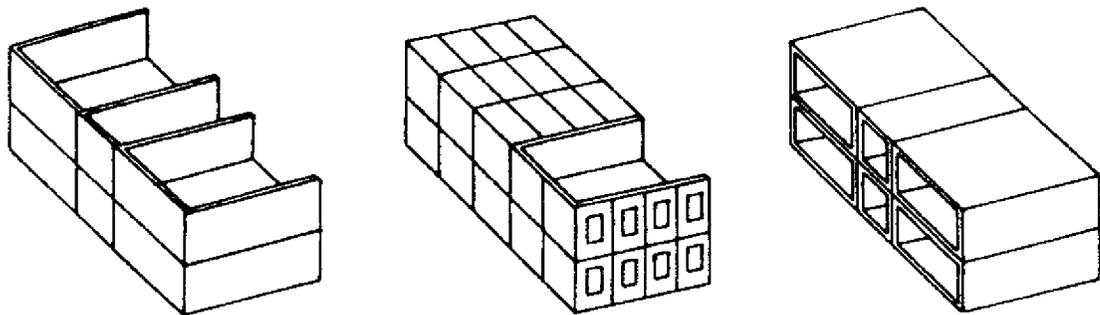


Fig. 5 Sistema de paneles precolados (Wakabayashi, 1986).

A menudo las vigas, columnas y paneles precolados son diseñados de modo que sus extremos o bordes queden unidos mediante juntas de concreto colado en sitio. Sin duda que con esto se logra una mejor integridad entre los elementos precolados.

### 3.2 Conexiones

El sistema a base de precolados posee una integridad deficiente debido a la fragilidad típica de sus conexiones. En realidad, es extremadamente difícil lograr que las conexiones sean suficientemente resistentes y dúctiles. En el diseño de estructuras a base de precolados se deben seguir las reglas empleadas en estructuras de concreto armado. Además, las conexiones deben ser diseñadas cuidadosamente de manera que sean resistentes y dúctiles. Las conexiones en sitio deberán localizarse en zonas de bajos niveles de esfuerzos.

Las conexiones que transmiten cortante se clasifican en "húmedas" y "secas". En las primeras se usa concreto reforzado o simple, colado en sitio, para unir los elementos. Las conexiones secas emplean anclajes mecánicos (taquetes o soldadura) para transmitir la carga.

#### Conexiones húmedas

Las propiedades más importantes que influyen en la resistencia y comportamiento de este tipo de conexiones son la calidad de los concretos precolado y colado en sitio, la cantidad de acero longitudinal y transversal, las fuerzas de tensión o compresión que actúan en la junta, y la preparación de la superficie entre los paneles (Martin y Korkosz, 1986). La transmisión de cortante en conexiones húmedas se hace mediante adherencia, fricción, acción de dovela o por contacto directo. Sin embargo, no se debe confiar en la adherencia como mecanismo de transferencia principal, ya que durante la construcción, y por efectos de cambios volumétricos en el concreto, se puede perder completamente la adherencia entre concretos. La transferencia por fricción sólo se puede lograr cuando se aplica una fuerza de compresión normal a la cara de la conexión. Esta fuerza se puede aplicar mediante cargas externas, postensado o acero transversal de bajo carbono.

#### Conexiones secas

El tipo más común de conexión seca está compuesta de perfiles de acero anclados a los elementos precolados mediante pernos de corte o varillas. La conexión se realiza con tornillos o soldando un tercer elemento a los perfiles ahogados. En la Fig. 6 se presentan algunas de las conexiones secas más comunes. Dependiendo del detalle, el cortante puede ser transmitido mediante contacto directo entre los perfiles de acero, cortante entre los elementos de acero, cortante en pernos o soldadura, o mediante fricción entre las placas atornilladas. Si el espacio

entre los paneles o elementos se rellena con mortero, también se puede lograr la transferencia por fricción-cortante. En la Fig. 7 se presentan las curvas carga-desplazamiento para conexiones secas sometidas a cargas monótonas y cíclicas. Es clara la degradación de la resistencia y la rigidez con el ciclaje.

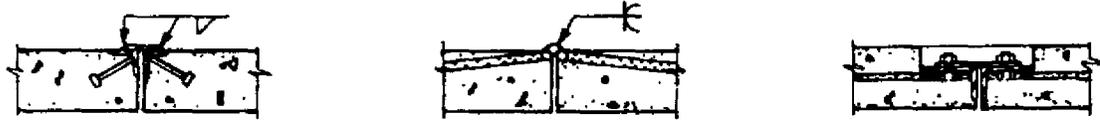
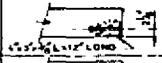
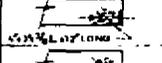
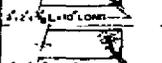
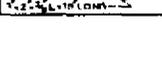


Fig. 6 Conexiones secas para transmitir cortante (Martin y Korkosz, 1986).

CONEXION	DETALLES DE PERNOS PRISIONEROS & TABLEROS REFORZADOS
A1	
A2, A3	
B1	
B2	
B3	

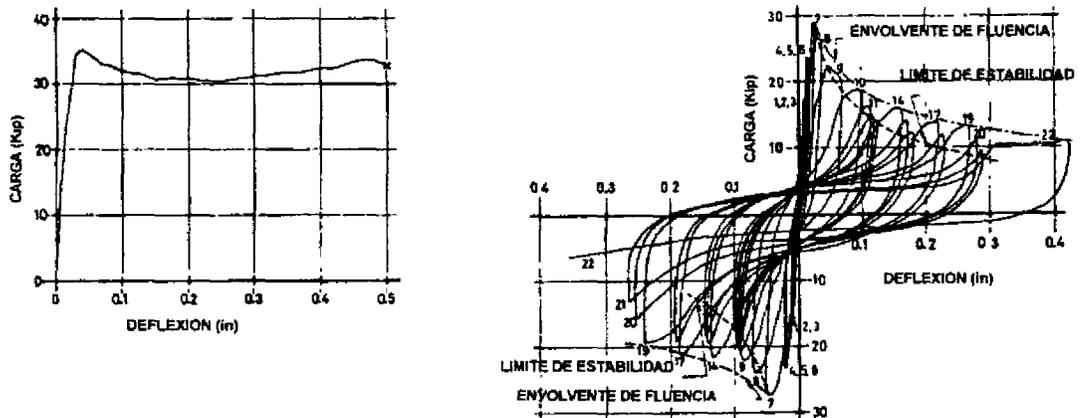


Fig. 7 Curvas carga-desplazamiento para conexiones secas sometidas a cargas monótonas y cíclicas (Martin y Korkosz, 1986).

En la Fig. 8 se muestran ejemplos de juntas usadas en el sistema lineal. El tipo a es una conexión "húmeda" mientras que el b es "seca". Se requiere un adecuado detallado de la conexión con objeto de garantizar una resistencia y ductilidad suficientes cuando el nivel de esfuerzos es alto. El diseño de las juntas en el sistema de componentes es relativamente fácil ya que se encuentran usualmente cerca de los puntos de inflexión en vigas y columnas. En la Fig. 9 se presenta un ejemplo de este tipo de junta. En ella se suelda una placa de acero en taller en el extremo de cada columna precolada y las dos placas son unidas en campo con soldadura de filete.

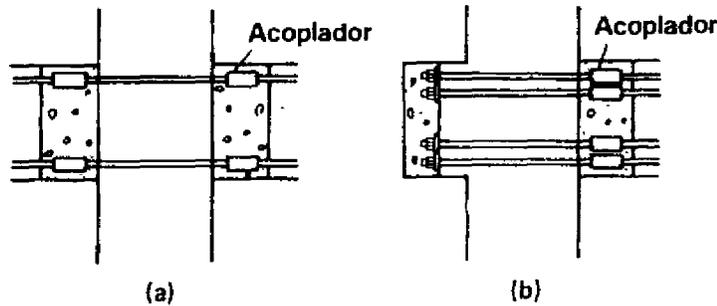


Fig. 8 Conexión viga-columna. a) Concreto armado b) Concreto presforzado (Wakabayashi,1986)

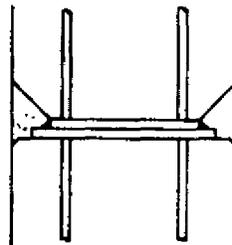


Fig. 9 Junta columna-columna (Wakabayashi, 1986).

Las juntas para la conexión entre muros pueden ser horizontales o verticales. Las juntas verticales no son esforzadas ante carga vertical pero son sometidas a cortante cuando se aplica la fuerza horizontal al muro. Por tanto, las conexiones deben ser diseñadas para resistir el cortante.

En la Fig 10 se ilustran ejemplos de conexiones verticales. En el tipo a, las barras de refuerzo se extienden fuera de los muros y se traslapan en la junta, de manera que la transmisión de fuerza depende de la adherencia de las varillas. En el tipo b, las varillas son soldadas en la junta. En la conexión tipo c, el cortante es resistido por llaves de corte; la falla ocurre como resultado del aplastamiento del concreto, por deslizamiento, o por tensión diagonal

Las juntas horizontales deben ser capaces de resistir la combinación de fuerzas de compresión, producidas por las cargas verticales, de fuerza cortante debido a la fuerza horizontal, y, en algunos casos, de tensión causada por la flexión fuera del plano del muro.

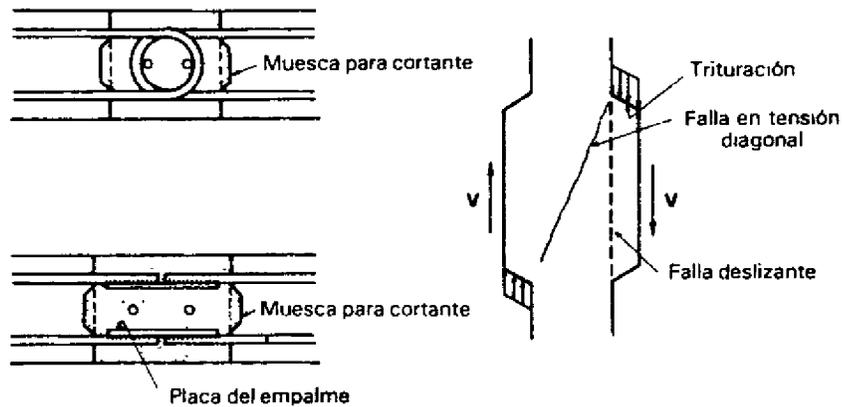


Fig. 10 Junta muro-muro (Wakabayashi, 1986).

Una junta entre pisos es sometida a la combinación de fuerzas de compresión (o tensión) y cortante. La fuerza de compresión (o tensión) es el resultado de flexión de la losa, mientras que el cortante es causado por la acción de diafragma de la losa. En la Fig. 11 se presentan varios ejemplos de juntas de piso. En el tipo a, las varillas que se extienden de cada panel de losa son soldadas en el sitio. En el tipo b, un par de placas de acero, previamente soldadas en taller a las barras ancladas, son unidas mediante la soldadura de una placa de empalme. Con el detalle b, se puede lograr la transmisión de fuerza de compresión (o tensión) y cortante.

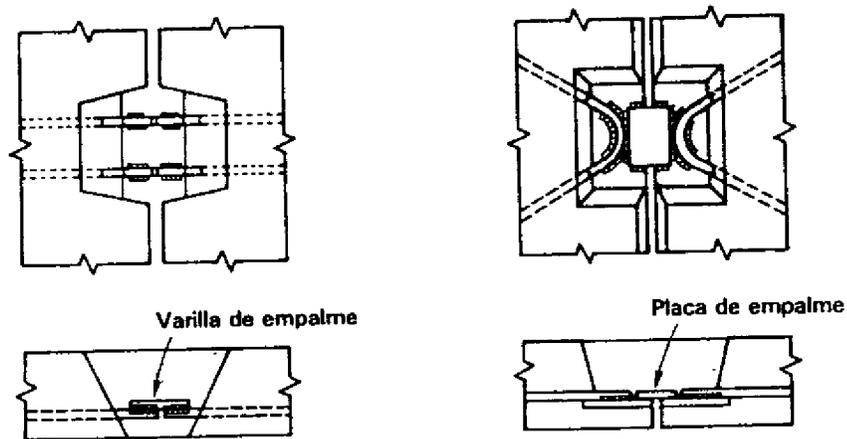


Fig. 11 Junta en el sistema de piso (Wakabayashi, 1986).

En la Fig. 12 se muestra una conexión típica entre losa y muro usada en los Estados Unidos de América. Martin y Korkosz (1986) presentan varios detalles de conexiones típicas para columnas, vigas y muros.

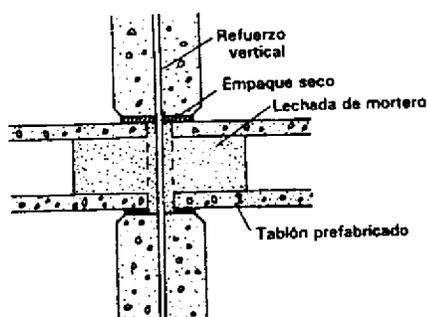


Fig. 12 Conexión muro-losa (Wakabayashi, 1986).

### 3.3 Comportamiento observado de edificios con precolados en el sismo de Northridge, 1994

A las 4:31 am hora local del lunes 17 de enero pasado ocurrió un sismo en la ciudad de Northridge (en el valle de San Fernando), en la región sur del estado de California, Estados Unidos de América (Alcocer, 1994). El epicentro se localizó aproximadamente a un kilómetro y medio del centro de la ciudad de Northridge (a unos 30 km al NO del centro de la ciudad de Los Angeles). El sismo tuvo una magnitud Richter de 6.6 y duró aproximadamente 20 s. Uno de los aspectos más relevantes del sismo es que el epicentro se ubicó en una zona urbana densamente construida con viviendas, comercios, hospitales y obras de infraestructura varias (carreteras, puentes, líneas de distribución de varios servicios, etc.).

Los edificios de estacionamiento son la categoría de estructuras de concreto diseñadas con las prácticas de diseño vigentes más afectada por el sismo de Northridge. En el diseño de estacionamientos se debe tener presente que estará sometido a cargas dinámicas, cambios de temperatura, e intemperismo. La mayoría de los estacionamientos en los Estados Unidos de América tiene claros de 16 a 20 m, los cuales permiten mucha libertad para la colocación de los cajones sin interferencia de columnas. Puesto que el diseño está determinado en buena medida por el claro libre, los estacionamientos generalmente se construyen empleando concreto presforzado, ya sea con elementos precolados o con colados en sitio y postensados. Edificios de estacionamientos ubicados en zonas sísmicas requieren que la estructura posea un sistema resistente a cargas laterales que sea rígido (para controlar desplazamientos horizontales) aunque, paradójicamente, la estructura deba ser flexible para reducir los posibles daños asociados a cambios volumétricos del concreto (contracción, flujo plástico, etc.).

Para estacionamientos con claros pequeños, el sistema estructural más común es a base de losas planas macizas, con o sin ábacos, apoyadas en columnas con o sin capiteles. Para grandes claros se emplean, por lo general, dos tipos de sistemas. En estructuras coladas en sitio los claros se salvan a través de vigas y losas que trabajan en una sola dirección, ambas postensadas. Si se emplean elementos precolados, se recurre a vigas doble T (los peraltes típicos varían entre 60 y 80 cm) con un firme de concreto de 5 a 10 cm que sirve de superficie de rodamiento y que, supuestamente, contribuye al trabajo como diafragma rígido del sistema de piso. El trabajo como diafragma es fundamental para resistir y transmitir las fuerzas horizontales a los elementos verticales. La resistencia y rigidez del diafragma dependen del tipo y espaciamiento de las conexiones con los elementos verticales. Así, para vigas simplemente apoyadas en ménsulas de columnas la acción de diafragma es menor que para el caso de vigas coladas monolíticamente con las columnas.

Para resistir las fuerzas inducidas por los sismos, generalmente se emplean marcos de concreto y muros estructurales. Una característica singular en este tipo de estructuras son las rampas para el ascenso y descenso de vehículos. Las rampas forman una armadura vertical en la estructura que la arriostra. Si la rampa es continua tiene el inconveniente de introducir torsiones en el edificio. Se ha observado que los edificios bajos con elementos verticales muy rígidos (como muros estructurales) son susceptibles de presentar problemas de flexibilidad del diafragma de piso.

Media docena de estacionamientos fallaron. Las fallas se debieron a la falta de redundancia y a la flexibilidad en el sistema resistente a cargas laterales. En efecto, los edificios fueron diseñados para resistir las cargas gravitacionales por las columnas interiores, mismas que no fueron detalladas para soportar ciclos a grandes deformaciones (contaban con estribos colocados a grandes separaciones y, en algunos edificios, con remates de ganchos a 90 grados). El sistema resistente a carga lateral consistía, por lo general, de un marco perimetral dúctil. Debido a la compatibilidad de desplazamientos laterales, suponiendo diafragmas de piso rígidos, las columnas interiores fueron sometidas a desplazamientos que provocaron la formación de articulaciones plásticas en sus extremos. La combinación de detalles no dúctiles, con las altas aceleraciones horizontales y verticales que pudieron experimentar, explican la falla del sistema resistente a carga vertical y el consecuente colapso de la estructura. Otras posibles causas de los colapsos son una longitud inadecuada de la ménsula de apoyo de las vigas prefabricadas y fallas de las soldaduras entre unas placas de acero en la parte inferior de las vigas y placas en las ménsulas. En algunas estructuras se observaron daños en columnas cortas localizadas entre las rampas del estacionamiento. En contraste, algunos edificios tuvieron un buen desempeño.

Conviene señalar que todos los edificios fallados no contaban con acero por integridad, es decir, con refuerzo mínimo para evitar el colapso progresivo de la estructura en caso que sucedan cargas imprevistas (explosiones, por ejemplo) o fallas en el sistema resistente a cargas verticales. La colocación de este refuerzo, exigida desde 1989 en el reglamento de estructuras de concreto reforzado del Instituto Americano del Concreto, contribuye a incrementar la redundancia y seguridad de la estructura con un costo adicional muy bajo. En México no se exige este refuerzo; las evidencias en sismos pasados y la tendencia al uso de prefabricados en el país justifican que se incluya en los reglamentos de construcción.

### 3.4 Comentarios finales

Recientemente se ha renovado el interés por diseñar y construir edificios a base de precolados en zonas de alta sismicidad. Esto ha motivado que en Estados Unidos y en Japón se realicen estudios de carácter experimental y analítico para conocer mejor el comportamiento de estos sistemas ante sismos (Englekirk, 1990; Priestley, 1991). En particular, se ha puesto énfasis al desarrollo de conexiones resistentes y dúctiles, y que sean fácil y económicamente construibles. Los objetivos específicos del programa estadounidense son:

1. Desarrollo de recomendaciones de diseño para construcción a base de precolados en zonas sísmicas.
2. Desarrollo de nuevos materiales, conceptos y tecnologías para la construcción con precolados en zonas sísmicas.

La filosofía de diseño adoptada por los japoneses es la de obtener conexiones más fuertes y rígidas que las zonas en donde se supone que se desarrollarán las articulaciones plásticas en los elementos precolados. Esto implica que el sistema responda como un equivalente monolítico. En Estados Unidos se ha optado por desarrollar conexiones dúctiles, de manera que sean detalladas para ser más débiles que los elementos precolados. Se supone que éstas serán las regiones en donde ocurran las deformaciones inelásticas. Lo anterior conduce a diseñar los elementos precolados para que permanezcan en el intervalo elástico de comportamiento. Por tanto, no será necesario detallar los elementos por ductilidad lo que se traduce en menores costos de fabricación. A la fecha se encuentran en revisión las guías de diseño de ambos países.

En México, los edificios a base de elementos precolados son escasos. En los últimos años, Rioboo (1990) desarrolló un sistema estructural a base de marcos compuestos por grupos de columnas, en los que se supone concentrada la resistencia y estabilidad ante cargas laterales (Fig. 13). Las traveses principales continúan constando de traveses centrales que se apoyan sobre vigas-ménsula que atraviesan las columnas. El sistema de piso está hecho a base de vigas precoladas con un firme de compresión de concreto. El edificio fue construido en un lapso razonable y, según Rioboo, la opción a base de elementos prefabricados precolados fue económicamente competitiva.

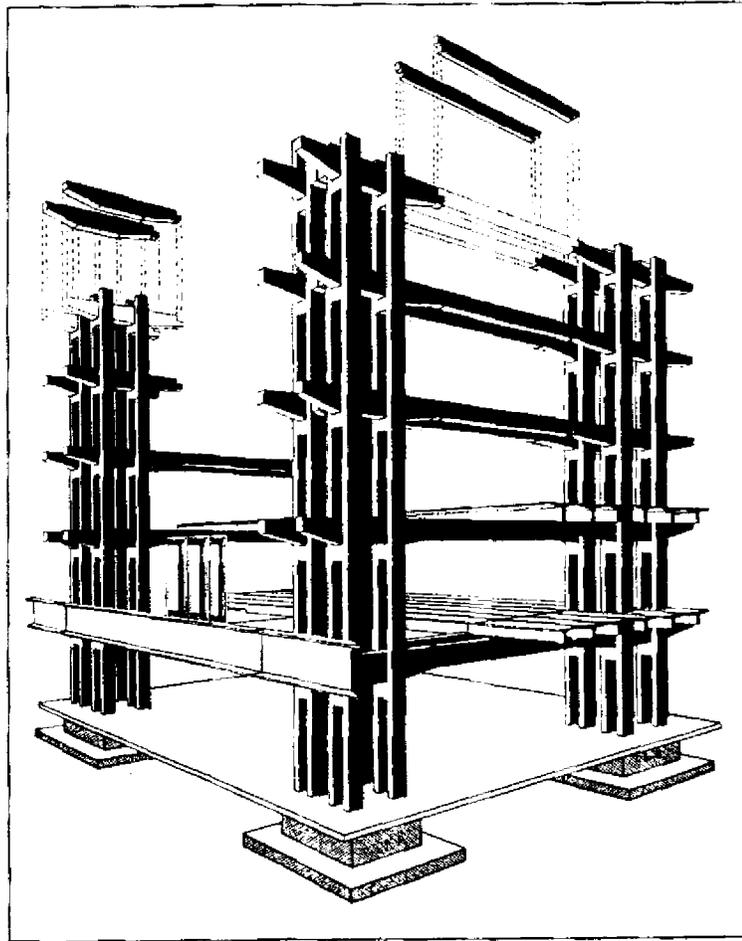


Fig. 13 Perspectiva del sistema estructural (Rioboo, 1990)

#### IV. LOSAS POSTENSADAS CON CABLES NO ADHERIDOS

##### 4.1 Antecedentes

Las losas postensadas con cables no adheridos constituyen uno de los sistemas de piso más empleados en edificios de oficinas, estacionamientos, centros comerciales, y edificios para habitación en Estados Unidos de América, Canadá y países europeos. La popularidad del sistema se debe al ahorro que resulta de un menor espesor de losa, claros más largos y tiempos de construcción más cortos asociados al rápido descimbrado, en comparación con los sistemas tradicionales de concreto armado. Además, el postensado permite al diseñador controlar las flechas y el agrietamiento bajo cargas de servicio. El empleo de losas y vigas de menor peralte conduce a la reducción de la altura total del edificio, de manera que disminuye el área total de fachada y el volumen interno (lo que causa ahorros en ventilación, aire acondicionado, calefacción). Existen varios tipos de losas postensadas (fig. 14). El sistema de monotorones postensados se presenta en la fig. 15.

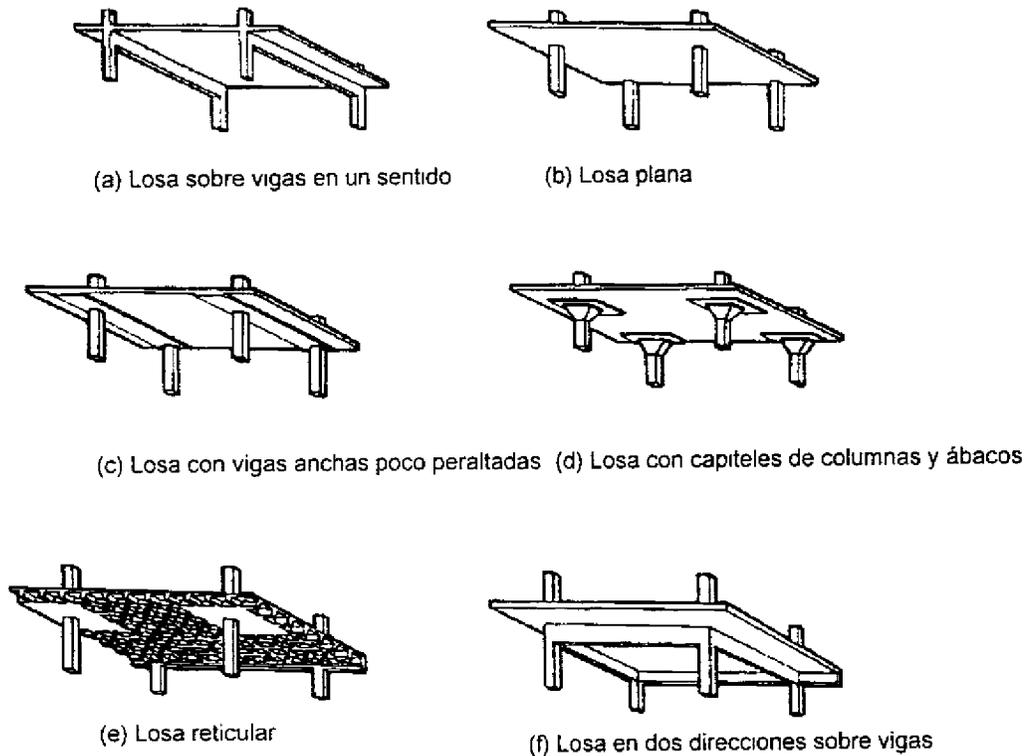


Fig. 14 Tipos de losas postensadas (Collins y Mitchell, 1991).

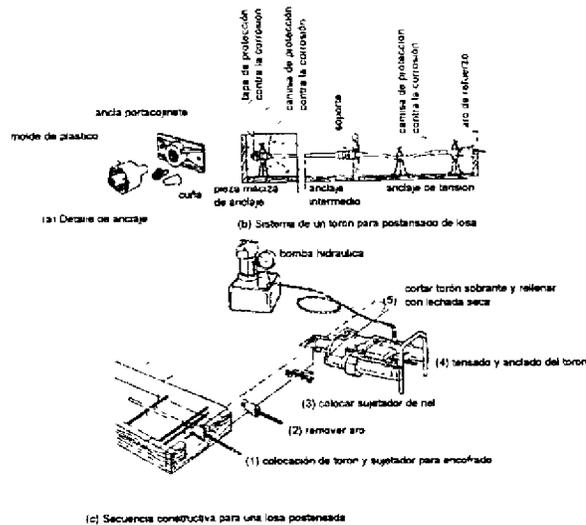


Fig. 15 Sistema de monotorones postensados (Collins y Mitchell, 1991).

La mayoría de las losas postensadas en los Estados Unidos de América y en Canadá se prefuerzan con cables no adheridos. Un cable no adherido consta de un torón de acero anclado en sus extremos con cuñas estriadas, cubierto por una grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrado por un tubo plástico. El sistema de refuerzo de losas postensadas está compuesto por los cables no adheridos y las varillas corrugadas de acero.

Se distinguen dos tipos de anclajes. Los anclajes fijos son aquellos colocados en el extremo del cable en taller, mientras que los que se instalan en obra después del tendido de los cables son los anclajes para tensado. En algunas ocasiones se emplean anclajes de tensado intermedio.

Los torones de presfuerzo deben satisfacer la norma ASTM A416. Sin embargo, se pueden usar torones que satisfagan las especificaciones PTI (1985b) y que no sean menos satisfactorios que aquéllos que cumplen con ASTM A416. La resistencia última mínima más común es de 19,000 kg/cm<sup>2</sup>. Los diámetros más comunes son de 12.7 y 15.2 mm (0.5 y 0.6 pulg, respectivamente). Los cables más empleados son de baja relajación.

El recubrimiento del torón, normalmente llamado grasa, es un medio orgánico de alta calidad que lubrica y protege al cable contra la corrosión. La funda plástica se puede colocar ya sea mediante extrusión o sellado térmico. El material empleado puede ser polietileno o polipropileno. El espesor del forro es de 0.64 mm si el cable se usa en ambientes no corrosivos, y de 1 mm para ambientes corrosivos. El diámetro interior de la funda deberá ser cuando menos de 0.25 mm mayor que el máximo diámetro del torón. El color del forro depende del fabricante.

Las placas de anclaje están hechas de fierro dúctil de acuerdo a la norma ASTM A536. El área de contacto del anclaje es de 71 cm<sup>2</sup> para cables de 12.7 mm de diámetro, y de 103 cm<sup>2</sup> para cables con 15.2 mm de diámetro. Las placas tienen una sección central de mayor espesor con un cono truncado para acomodar las cuñas.

Las cuñas más comunes son medios conos truncados con una pendiente de 7° y de 33 mm de largo para cables de 12.7 mm de diámetro. Las cuñas se tornean a partir de acero redondo de 25.4 mm de diámetro, con dientes en las caras interiores. Las cuñas son tratadas para obtener una dureza Rockwell en la superficie entre 58 y 65. Las cuñas se fabrican para tener una superficie dura en el interior para sujetar al cable y una exterior suave y dúctil para ajustarse al cono truncado de la placa de anclaje.

Los cables se colocan de la misma forma que las varillas corrugadas. Los cables se tensan con gatos hidráulicos equipados con un manómetro calibrado. El gato reacciona contra la placa de anclaje; la presión predeterminada debe estar dentro del 7% de la correspondiente al alargamiento esperado. En general, el alargamiento es de 20 cm en 30 m de cable, aunque varía con la fricción producida en los cambios de dirección. Los cables con longitudes menores de 30 m se tensan de un extremo; los cables con longitud cercana a 30 m son tensados de ambos lados. Para longitudes mayores, se requieren juntas de construcción intermedias para tensado por tramos.

La resistencia usual a la compresión del concreto para losas postensadas varía entre 300 y 600 kg/cm<sup>2</sup>. Aunque en algunos casos se han empleado concretos de 250 kg/cm<sup>2</sup> es recomendable el uso de concretos de mayor resistencia. Para lograr una adecuada trabajabilidad en concretos con relación agua/cemento muy baja se emplean aditivos superfluidificantes. Por lo general se usan concretos de peso volumétrico normal; sin embargo, en ocasiones se han empleado concretos con agregados ligeros en zonas no sísmicas (Collins y Mitchell, 1991).

#### **4.2 Comportamiento sísmico observado**

Las estructuras resueltas con losas postensadas con cables no adheridos han mostrado un comportamiento satisfactorio durante sismos de elevada intensidad. Como evidencia se ha presentado la evaluación de la respuesta de 200 edificios ubicados en la zona afectada por el sismo de Loma Prieta de 1989 (Aalami et al., 1990). Es importante destacar que un factor común de los edificios estudiados es la presencia de muros de concreto que resistieron la mayor parte de las fuerzas inducidas por el sismo y que limitaron los desplazamientos laterales. No se encontraron en esa evaluación edificios estructurados con losas postensadas apoyadas directamente sobre columnas y sin muros.

#### **4.3 Problemas más comunes con los cables postensados no adheridos**

El problema más frecuente durante la construcción de losas con cables no adheridos es obtener una correspondencia aceptable entre el alargamiento calculado del cable y el medido (Chacos, 1988). El problema se debe, por lo

general, a la defectuosa calidad de la información más que a procedimientos constructivos incorrectos. Las recomendaciones del ACI (1989) establecen que la diferencia entre ambos alargamientos será de un 7% máximo. En el cálculo del alargamiento se deben emplear un valor promedio del módulo de elasticidad del acero y el área de la sección transversal del torón. Por lo general, el producto de estas cantidades varía entre un 3 y 4% entre lotes; esta variación debe considerarse en el cálculo del alargamiento. Según la norma ASTM A416 para acero de presfuerzo, se deberá ensayar a tensión una probeta por cada 20 t de cable; durante la prueba se obtendrá la curva esfuerzo-deformación. Sin embargo, el cable se entrega al taller en paquetes de menor peso (de 3 t aproximadamente). Aunque el fabricante haya obtenido la curva esfuerzo-deformación del acero del cable, generalmente ésta no se suministra a los diseñadores, quienes la deben solicitar. La información que deberá contener el informe del fabricante según PTI (1985a) es la identificación del lote, análisis químico del acero del lote, resistencia última a tensión, esfuerzo de fluencia a una deformación del 1%, alargamiento a la falla, módulo de elasticidad, diámetro y área neta del torón y tipo de material.

El deslizamiento de los torones es otro de los problemas que se ha presentado durante la construcción de losas postensadas. Varias han sido las posibles causas. Generalmente, el deslizamiento se ha debido a que el cono truncado de la placa de anclaje no tenía la forma y/o las dimensiones adecuadas para que las cuñas sujetasen al torón. El deslizamiento en el anclaje fijo se ha debido a la inadecuada colocación de las cuñas en el taller. El extremo fijo se debe tensar a un 80% de la resistencia última del torón para garantizar que la mayor parte del deslizamiento ocurra en taller. En los anclajes de tensado, el deslizamiento ha sido causado por el polvo, arena o escoria de metal entre las cuñas y la placa de anclaje. El problema se ha resuelto limpiando la zona de asiento de las cuñas.

Aunque rara, la fractura de los torones ha ocurrido, por lo general, debido al repetido tensado y destensado para lograr el alargamiento deseado. Esto produce una muesca en el cable que lo debilita. Chacos (1988) recomienda que se evite más de un re-tensado. En otras ocasiones los cables se han fracturado por un aumento en la fricción de los cables (si logra penetrar pasta de cemento al cable) o por desalineación del cable y la placa de anclaje. La fractura ha ocurrido cuando el anclaje gira por una falla del concreto sobre el que se apoyaba la placa de anclaje.

Las fallas por aplastamiento del concreto han sido causadas por el empleo de concretos de baja resistencia, refuerzo transversal insuficiente o por una defectuosa colocación de los anclajes (deben ser perpendiculares al concreto en los extremos libres de la losa o estar ahogados en el concreto si están inclinados verticalmente). Este problema se ha encontrado con mayor frecuencia en losas con cables en bandas sin refuerzo adicional cerca del anclaje. Este tipo de fallas no han dañado, por lo general, a los torones.

#### **4.4 Evaluación del agrietamiento en losas postensadas con cables no adheridos**

Basados en observaciones y en el estudio del comportamiento de edificios con elementos postensados con cables no adheridos, Aalami y Barth (1989) prepararon una evaluación detallada del agrietamiento más común en vigas y losas. Estas grietas se deben a la restricción de los cambios volumétricos que son producidos por la contracción del concreto, flujo plástico, acortamiento elástico y cambios térmicos.

No existe diferencia significativa con respecto al comportamiento de las losas no postensadas en lo referente a la iniciación de las grietas. Sin embargo, la presencia del postensado afecta la propagación de las fisuras. En losas postensadas con cables no adheridos el fisuramiento presenta las características siguientes comparado con losas no postensadas:

1. Menor número de grietas.
2. Grietas más anchas. Las grietas están más separadas y son más profundas. Mientras que en losas ordinarias de concreto reforzado la separación entre fisuras es cercana al espesor de la losa aproximadamente, en losas postensadas depende del claro y de las dimensiones de las losas. En la mayoría de los casos, la separación es mayor que un cuarto del claro más corto.
3. Las grietas son más largas y son continuas.
4. Generalmente, las grietas no coinciden con secciones de máxima flexión.

5. El agrietamiento ocurre en zonas débiles a fuerza axial. Las regiones más comunes son juntas de construcción, juntas frías, discontinuidades, secciones transversales con área reducida, zonas con bajo refuerzo a través de grietas potenciales y lugares donde la precompresión se reduce debido a pérdidas por fricción o corte de los cables.

#### 4.5 Diseño

Diseño por flexión. Disposición de los cables

Los cables no adheridos se pueden colocar en la losa de varias formas:

1. En forma distribuida. Los cables se distribuyen uniformemente sobre la longitud del tablero. En este arreglo, la distribución de momentos no es uniforme ya que la superposición de los momentos flexionantes debidos a carga permanente y los causados por el presfuerzo conduce a momentos mayores en los apoyos que en el resto de la losa.
2. En bandas en las franjas de columnas. Este es el método más común en Europa. Puesto que la flecha de la losa entre las columnas es del orden del 75% de la flecha en el centro del tablero, la colocación de bandas de cables en franjas de columna reduce la deflexión total. Superponiendo los momentos flexionantes debidos a cargas muertas y presfuerzo, la colocación de bandas conduce a distribuciones uniformes de momentos, sin "picos" en el diagrama, y con valores absolutos pequeños. Se necesita reforzar la parte central del tablero como una losa en dos direcciones apoyada en vigas. Es necesario colocar un mínimo de refuerzo convencional para controlar el agrietamiento. Los cables en bandas incrementan la resistencia a la penetración de la losa.
3. Combinación de bandas y distribución uniforme en la misma dirección. Esta solución conduce a menores flechas que la opción anterior. Si los cables distribuidos uniformemente se presfuerzan al mismo nivel que los de las bandas, se puede eliminar el 25% restante de la flecha al centro del tablero y, por consiguiente, se reducen los momentos. El empleo de este arreglo debe considerarse en los tableros exteriores que generalmente tienen flechas mayores que los tableros interiores. Se recomienda colocar entre un 65 a 75% de los torones en la franja de columna y el resto en la franja central.
4. Combinación de bandas de cables en una dirección y cables distribuidos uniformemente en la otra. Se recomienda cuando los claros son diferentes en ambas direcciones. Los cables en bandas se colocan a lo largo de los claros cortos. Con este arreglo, la losa trabaja en la dirección paralela a los cables distribuidos uniformemente que se apoyan en las "vigas de concreto presforzado" que forman las bandas de cables.

Para la selección del espesor de la losa, se deben considerar la resistencia al corte, las deflexiones, la resistencia al fuego y la protección del refuerzo contra la corrosión. A menos que se usen ábacos en losas o capiteles en columnas, la resistencia de losas postensadas en dos direcciones está controlada por la capacidad al corte. Puesto que las losas por lo general no tienen refuerzo por cortante, fallan frágilmente si los esfuerzos cortantes locales son suficientemente altos para provocar un fisuramiento diagonal significativo.

Diseño por cortante

Las losas pueden fallar por corte como vigas anchas (a través del tablero) o alrededor de las columnas. En las columnas interiores a la falla de este último tipo se le denomina por penetración (o punzonamiento), mientras que en las exteriores es más compleja dada la interacción momento-cortante. La resistencia al cortante de la conexión se puede incrementar mediante el uso de capiteles en columnas, ábacos o refuerzo por cortante en losas. La colocación de capiteles o ábacos produce el desplazamiento de la sección crítica hacia el arranque de ellos; de esta manera, se logra un incremento en el perímetro de la sección crítica, lo que resulta en una mayor resistencia al punzonamiento. Para fines de diseño se considera que la sección crítica será tal que su perímetro  $b_o$  sea mínimo,

pero que no esté más cerca de  $d/2$  del arranque de los capiteles o ábacos. La resistencia al corte también se puede aumentar mediante la colocación de refuerzo en las losas. En este caso, la sección crítica estará a una distancia  $d/2$  del punto de corte del refuerzo longitudinal.

Las recomendaciones vigentes para el cálculo de la resistencia al corte y para evaluar la transmisión de momentos en la conexión columna-losa no deben aplicarse para diseñar conexiones que puedan estar sometidas a deformaciones inelásticas importantes. Por tanto, la conexión columna-losa no deberá ser un componente del sistema primario resistente a cargas laterales inducidas por sismo. Tradicionalmente, el uso de losas planas ha sido limitado por los problemas asociados con desplazamientos laterales excesivos y por la reducida capacidad de transmisión de momentos. Sin embargo, se acepta el uso de conexiones como parte del sistema resistente a cargas laterales en zonas de moderada sismicidad.

#### Detallado

Cuando menos dos de las varillas del lecho superior de la losa o cables de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural deben pasar dentro del núcleo de la columna. La separación máxima del refuerzo a flexión de la losa en las dos direcciones será de dos veces el espesor de la losa.

Todas las varillas rectas que pasen a través de la junta deberán satisfacer que  $h_j/d_b \geq 15$ , donde  $h_j$  es la dimensión de la junta paralela a la varilla y  $d_b$  es el diámetro nominal de la varilla.

Se considera que las varillas serán continuas si están ancladas adecuadamente y si:

1. Se traslapan a una distancia igual a  $2l_d$  de la cara de la columna. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo  $l_d$ .
2. Se traslapan sobre el apoyo. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo  $l_d$ .
3. Se traslapan inmediatamente afuera de la columna. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo  $2l_d$ .
4. Se anclan en los bordes discontinuos.

Se deberá colocar refuerzo adherido (varillas corrugadas) en zonas de momento negativo. El refuerzo adherido para zonas de momento negativo se debe colocar en la losa dentro de una franja limitada por líneas a  $1.5h$  medidas desde la caras de la columna. Cuando menos se deben colocar cuatro varillas en cada dirección y el espaciamiento del refuerzo adherido no deberá ser mayor que 30 cm. Las varillas deberán extenderse de las caras del apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

El refuerzo adherido que se requiera en regiones de momento positivo deberá tener una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá centrarse en la región de momento positivo. Además, deberá colocarse lo más cercano a la fibra extrema a tensión.

#### 4.6 Control del agrietamiento

Aalami y Barth (1989) sugieren varios procedimientos para disminuir los riesgos de fisuramiento. Los principales son:

1. Planear la localización de los elementos que restringen el movimiento de la losa. Este es el método más efectivo para reducir el fisuramiento. Se recomienda la colocación de muros en misma cantidad y longitud en forma simétrica.
2. Juntas estructurales. Deben emplearse para eliminar irregularidades en la losa o cuando el acortamiento de una porción de losa no puede seguir los movimientos del resto del piso. Los autores recomiendan el empleo de placas de poliestireno de 1 a 2 cm de espesor entre las losas

3. Franjas de cerramiento, juntas de construcción y una secuencia de colado adecuada. Una franja de cerramiento es una separación temporal, de aproximadamente 75 a 90 cm de ancho, entre dos porciones de la losa que son construidas y postensadas en forma separada (Fig. 16). Así, se permite que cada porción se acorte independientemente. Después de un lapso, comúnmente entre 30 y 60 días, la franja se cierra mediante la colocación de concreto con aditivos estabilizadores de volumen. El refuerzo que se coloca en la franja, anclado en las losas a ambos lados, se diseña para proporcionar la continuidad de la losa y debe resistir los momentos y cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El ancho de la franja queda determinado por el tamaño de los gatos hidráulicos para el postensado. En condiciones normales, las franjas se colocan en los cuartos de claro, donde los momentos son pequeños. Para evitar corrosión, los extremos de los cables alojados en la franja deben ser sellados y ahogados en lechada de la misma manera que en el extremo libre.

El tiempo que debe permanecer la franja abierta es función del acortamiento considerado necesario que deba ocurrir antes de dar continuidad a la losa. Responsables de obra en Estados Unidos ordenan el cierre de la franja, como regla empírica, cuando sólo restan 6 mm de acortamiento. La recomendación supone que este acortamiento puede ser resistido por la estructura sin alcanzar el estado límite de servicio.

Las juntas de construcción son predeterminadas entre dos colados de concreto y tienen como propósito controlar el agrietamiento y facilitar la construcción del piso. Este tipo de juntas se puede aprovechar para postensados intermedios, en particular cuando las pérdidas por fricción son importantes.

Aalami y Barth sugieren no usar franjas de cerramiento ni juntas estructurales si las losas tienen una longitud menor que 80 m, a menos que los muros estén dispuestos en forma desfavorable. Si la losa tiene entre 80 y 120 m de longitud, recomiendan colocar una franja de cerramiento a la mitad. Finalmente, sugieren una junta estructural si la losa es más larga de 120 m.

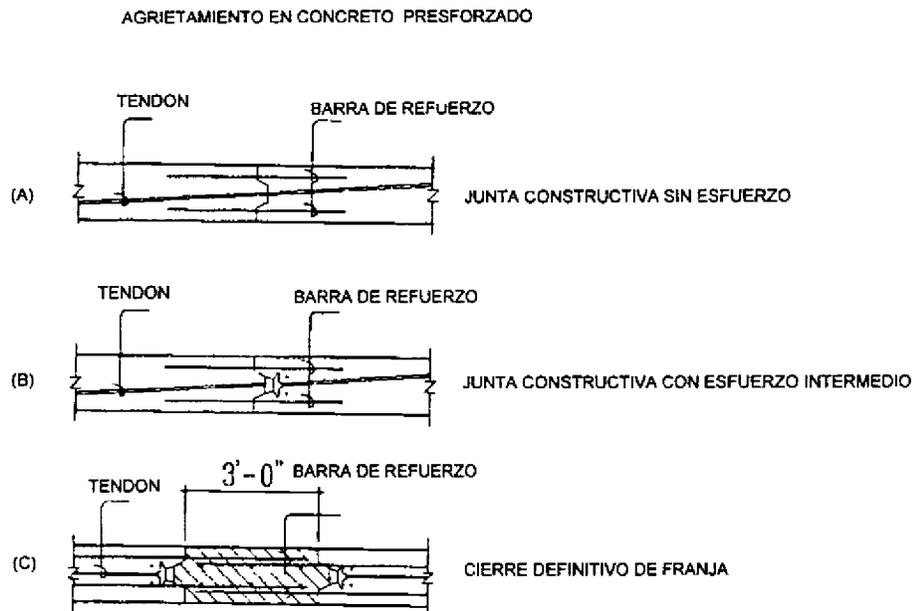


Fig. 16 Franja de cerramiento (Aalami y Barth, 1989).

4. Conexiones flexibles. Cuando no se pueden colocar los elementos estructurales de soporte en forma favorable, o cuando no se pueden dejar franjas de cerramiento o juntas de construcción, Aalami y Barth recomiendan juntas detalladas y construidas que permitan un movimiento limitado de la losa con respecto a sus apoyos. Este tipo de juntas, según señalan los autores, se usa comúnmente en California.

5. Colocación de refuerzo ordinario. Es necesario colocar refuerzo adherido ordinario en zonas de posible fisuramiento. En zonas adyacentes a muros de concreto, la colocación de refuerzo paralelo a los muros en área

igual a 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal, ha dado buenos resultados en la práctica. Las varillas se colocan alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de 1.5 veces el espesor de la losa. Es importante destacar que el refuerzo anterior no está señalado en los reglamentos estadounidenses ni canadienses.

6. Arreglo adecuado de los cables. Además de las medidas explicadas anteriormente, es conveniente arreglar los cables para aplicar una compresión adicional en zonas donde se esperan las pérdidas de precompresión más altas. El traslape o la terminación de los cables son opciones viables (Aalami y Barth, 1989). Igualmente importante es el detallado en la disposición de cables alrededor de aberturas en las losas.

## V. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

Aalami, B.O., y Barth F.G 1989. Restraint cracks and their mitigation in unbonded post-tensioned building structures, SP-113, American Concrete Institute, Detroit, pp. 157-202.

Aalami, B.O., et al. 1990. Earthquake performance of unbonded post-tensioned buildings, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, Agosto, 16 pp.

ACI Committee 318, 1989. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary - ACI 318 R-89, American Concrete Institute, Detroit, 353 pp.

Alcocer, S.M., 1994. Sismo en California. Algunas lecciones para la ingeniería mexicana. Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros Civiles de México. Abril. pp.16-32.

Chacos, G.P., 1988. Resolution of field problems with unbonded single-strand tendons, Concrete International, Vol. 10, No.2, Febrero, pp. 40-44.

Collins, M.P., y Mitchell, D., 1991. Prestressed concrete structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 766 pp.

Departamento del Distrito Federal, 1987a. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., Julio, 100 pp.

Departamento del Distrito Federal, 1987b. "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., Noviembre, 73 pp.

Englekirk, R.E., 1990. Seismic design considerations for precast concrete multistory buildings. PCI Journal, V. 35, No. 3, Mayo-Junio, pp. 40-51.

Libby, J.,R., 1984. Modern prestressed concrete. Van Nostrand Reinhold. 635 pp

Martin, L.D., y Korkosz, W J., 1982. Connections for precast prestressed concrete buildings including earthquake resistance. Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, Marzo.

Post-Tensioning Institute 1985a. Post-Tensioning Manual, Post-Tensioning Institute, Glenview, Ill., 288 pp. 406.

Post-Tensioning Institute 1985b. Specification for unbonded strand tendons. PCI Journal. Vol. 30, No. 2, Marzo-Abril, pp. 22-39.

Post-Tensioning Institute 1989. Field procedures for unbonded single strand tendons, Post-Tensioning Institute,

Phoenix, Arizona, 41 pp.

Park, R., 1980. Partially prestressed concrete in seismic design of frames, Proc. FIP Symposium Partial Prestressing Practical Constr. Prestressed Reinf. Concr., Bucarest, V1: 104-117.

Park, R. y Paulay, T., 1982. Estructuras de concreto. Capítulo 5 del libro Diseño de estructuras resistentes a sismos. Editor E. Rosenblueth. IMCYC. pp. 201-269.

Priestley, M.J.N., 1991. Overview of PRESSS research program. PCI Journal, V. 36, No. 4, Julio-Agosto, pp. 50-57.

Rioboo, J.M., 1990. A precast prestressed concrete structural system for buildings located in high seismic zones. PCI Journal, V. 35, No. 2, Marzo-Abril, pp. 22-49.

Wakabayashi, M., 1986. Design of earthquake-resistant buildings, McGraw-Hill.