

89
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**CONEXIONES SISMO-RESISTENTES ENTRE
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

LUIS GERARDO LUNA TORRES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CAPITULO 1.	INTRODUCCION	3
CAPITULO 2.	COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS CICLICAS	8
2.1	Introducción	8
2.2	Comportamiento sísmico inelástico	9
2.3	Comportamiento de la conexión trabe-columna en marcos rígidos	13
CAPITULO 3.	CONEXIONES RECOMENDADAS POR EL PCI	32
3.1	Introducción	32
3.2	Consideraciones generales para la selección y diseño de conexiones	33
3.3	Detalles de conexiones estructurales	41
CAPITULO 4.	CONEXIONES EMPLEADAS EN MEXICO	56
4.1	Introducción	56
4.2	Conexiones entre trabes y columnas prefabricadas de concreto para regiones sísmicas	57

CAPITULO 5. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES	82
5.1 Introducción	82
5.2 Conexiones trabe-columna con falla fuera de la zona de conexión	83
5.3 Resistencia sísmica de marcos con trabes parcialmente precoladas	102
CAPITULO 6. CRITERIOS DE DISEÑO DE CONEXIONES PARA REGIONES SISMICAS	115
6.1 Consideraciones de diseño sísmico de marcos dúctiles de concreto prefabricado	115
6.2 Requisitos de diseño para conexiones trabe-columna	131
6.3 Consideraciones de diseño en base a la ubicación de la conexión en el marco	136
CAPITULO 7. CONCLUSIONES	142
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	146

" INTRODUCCION "

El diseño sismo-resistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas y dinámicas que se aplican a la estructura; requiere principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la consideración de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales como de las conexiones que los une. El riesgo sísmico implica un problema único de ingeniería de diseño estructural, ya que un sismo intenso constituye la carga más severa a que la mayoría de las estructuras pueden estar sujetas, pero una vez que ésto haya sido tomado en cuenta, la probabilidad de que cualquier estructura pueda ser afectada por un sismo importante será mínima.

La meta del diseño sísmico es producir estructuras óptimas y seguras para la sociedad, lo que requiere considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Esto es, en base a los siguientes objetivos principales: se debe buscar que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.

El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica hacer que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga dentro de niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno, hacen que se trate de

aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepasan el intervalo elástico; por ello, las propiedades inelásticas de los materiales, de los elementos estructurales, de las conexiones, y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico.

El "marco rígido" es el sistema estructural más común en las estructuras modernas que se emplea para resistir sismos mediante flexión y cortante de columnas y trabes; para que este sistema funcione efectivamente es fundamental el diseño y detallado de las conexiones para proporcionarles rigidez y capacidad de transmitir momentos. Sus ventajas residen no sólo en su buena eficiencia estructural, sino en que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción, al permitir gran libertad en el uso del espacio encerrado.

Además, el marco rígido es una estructura hiperestática en la cual, la continuidad y monolitismo de sus elementos hacen que el comportamiento del marco en el intervalo inelástico o plástico se convierta en un aspecto importante en la estrategia para lograr resistencia mediante el uso de la disipación de energía, obtenida por la deformación permanente de la estructura, anterior a su falla última, donde se forman articulaciones plásticas con alta capacidad de absorción de energía ya que en éstas, se puede desarrollar la resistencia última a flexión y mantenerse la correspondiente rotación inelástica significativa cuando el refuerzo principal de tensión se alarga más allá de la deformación por fluencia, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos.

La continuidad en la conexión de los elementos estructurales es sencilla de lograr en estructuras de concreto coladas en sitio y en las de acero, mientras que se dificulta notablemente en las estructuras de concreto prefabricadas.

El uso del concreto prefabricado en estructuras a base de marcos, representa un número de ventajas tales como un mejor control de calidad de los elementos y ahorros en el cimbrado y tiempo de construcción; sin embargo, el problema básico en el diseño de estructuras resistentes a sismos incorporadas con elementos precolados, es encontrar un método económico y práctico para la conexión de estos elementos, ya que ésta, debe asegurar una suficiente resistencia y rigidez contra cargas sísmicas y proporcionar a la estructura para que logre la ductilidad necesaria durante cargas cíclicas en el rango inelástico.

La cantidad limitada de información disponible sobre el comportamiento sísmico (desempeño cíclico experimental) de conexiones en el rango inelástico, que ha impedido el establecimiento de un reglamento para el diseño sísmico de estructuras prefabricadas; las condiciones de terrenos pobres en varias zonas y de la magnitud de fuerzas sísmicas que frecuentemente sacuden a la ciudad de México, el uso de estructuras parcialmente precoladas que no ofrecen todas las ventajas de una solución totalmente prefabricada, y por otro lado, opiniones divergentes con respecto a la efectividad del concreto prefabricado presforzado para resistir sismos; quizás éstas son razones de por qué las industrias de prefabricación no se han desarrollado adecuadamente en nuestro país.

Ante esto, el objetivo principal de este trabajo es recopilar una serie de criterios de diseño y detalles de conexión, principalmente entre trabes y columnas de marcos momento-resistentes de concreto prefabricado, para que esto sirva como información a futuros estudios e investigaciones experimentales en nuestro país que conduzcan a criterios racionales de diseño y a la reglamentación de éstos.

Como punto de partida, en el capítulo 2 se trata de identificar los principales problemas en el comportamiento sísmico de la conexión trabe-columna simulado por cargas cíclicas, en base a los datos de investigaciones con que actualmente se cuenta en estructuras de concreto coladas en sitio. Se analizan los tipos de conexión más frecuentes que se presentan en cuanto a su ubicación en marcos de estructuras de varios niveles, y se plantean requisitos esenciales para el comportamiento satisfactorio de la conexión; ya que el objetivo del concreto prefabricado es encontrar métodos de conexión que simulen el desempeño de los marcos monolíticos de concreto reforzado.

En el capítulo 3, se presenta una serie de consideraciones generales que intervienen para la selección y diseño de conexiones, y una selección de detalles más comunes de conexión trabe-columna, recomendados por el Instituto del Concreto Presforzado - PCI de los Estados Unidos; el cual, ha logrado grandes avances en este sistema constructivo y es uno de los organismos más conocidos internacionalmente.

En base a una recopilación efectuada en varias plantas importantes de prefabricación en nuestro país, en el capítulo 4, se presenta una selección de métodos de conexión comúnmente utilizados para la unión de traveses y columnas de concreto prefabricado en estructuras de varios niveles, que han mostrado hasta la fecha un comportamiento satisfactorio ante cargas sísmicas; y se han clasificado de acuerdo a su ubicación en el marco.

Existen muchas investigaciones experimentales sobre el comportamiento de la conexión trabe-columna, el problema es que éstas son realizadas por instituciones extranjeras y generalmente están enfocadas a conexiones específicas, por lo que, su aplicación en nuestro país resulta inadecuado, además, de que muchas de éstas se des

conocen. Ante esto, en el capítulo 5, se presentan dos pruebas experimentales cuyos detalles de conexión tienen alguna semejanza a algunos métodos utilizados en nuestro país, y considerando que pudan ser una alternativa para nuevas conexiones.

Por último, en el capítulo 6, se resumen los criterios de diseño principales relacionados con las conexiones en marcos de concreto prefabricado para zonas sísmicas. Se enfatiza la importancia que tiene la configuración de la estructura en el comportamiento sísmico; por otro lado, se presenta un procedimiento analítico realizado por miembros del PCI, que permite determinar aproximadamente la ductilidad disponible en intersecciones trabe-columna, así como, permite comparar las características de disipación de energía en tre marcos prefabricados de concreto y colados en sitio.

" COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS CICLICAS "

2.1 INTRODUCCION

Las estructuras de concreto prefabricado han mostrado, en general, un buen comportamiento ante los efectos provocados por sismos, experimentándose algunas dificultades en las conexiones entre los elementos estructurales. No tiene sentido emplear elementos fuertes, rígidos y dúctiles si no se unen en forma apropiada; siendo que las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión.

Sin embargo, no es suficiente el tratar de reproducir el monolitismo y la continuidad de los miembros prefabricados en la conexión para asegurar el buen comportamiento de la estructura, ya que cuando la estructura sea sometida a sismos de gran magnitud, se deberá diseñar y construir estas conexiones con una resistencia superior a la de los miembros conectados, de tal manera que puedan desarrollar los elementos estructurales toda su capacidad, con lo que fueron diseñados, y permitir al mismo tiempo el desarrollo de los mecanismos inelásticos que disipan la energía del sismo sin llegar al colapso de la estructura.

Se han publicado un número reducido de resultados de pruebas bien documentadas sobre el comportamiento de conexiones bajo cargas cíclicas; pero la mayoría de éstas están relacionadas con sistemas de prefabricación específicos, y por lo general no son aplicables fácilmente a otros conjuntos de prefabricación.

Como resultado de esto, el desarrollo de la prefabricación en nuestro país no muestra aún su potencialidad total en la construc

ción antisísmica. No obstante, el concreto prefabricado ya sea rg forzado o presforzado, ha sido aplicado más o menos ampliamente en diversas formas estructurales en áreas sísmicas, a menudo en unión con gran cantidad de concreto unificador colado en sitio.

2.2 COMPORTAMIENTO SISMICO INELASTICO

Ante acciones dinámicas como la de los sismos, dado que introducen cargas en todas direcciones, las estructuras a través de los elementos y de las conexiones de dichos elementos estructurales que la conforman, tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un nivel bastante alto de sollicitaciones. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal o inelástico y pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa inelástica o aquélla para la que se alcanza por primera vez la carga máxima; presentándose la falla o colapso cuando se alcance la deformación máxima (referencias 5 y 6).

El comportamiento sísmico de sistemas de conexión se puede estudiar analizando las características de las curvas carga-deformación elastoplásticas que se obtienen al someterlas a cargas alternadas o cíclicas. Como los reglamentos admiten que ante sismos se veros lleguen a ocurrir daños estructurales, interesa conocer dichas características, no sólo cuando el comportamiento es elástico, sino también cuando es no lineal, hasta la falla.

En la figura 2.1, se muestran algunas curvas carga-deformación o ciclos de histéresis de sistemas idealizados con diferentes tipos de comportamiento inelástico. En la curva (a), una vez alcanzada su máxima capacidad de carga en la respuesta elástica del sistema, se desarrolla una articulación plástica con características elastoplásticas donde el comportamiento del sistema presenta incrementos en la deformación inelástica, permaneciendo constante la capacidad

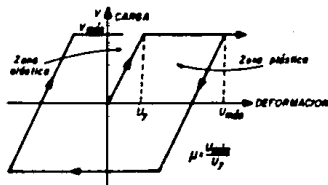
de carga hasta alcanzar su deformación máxima. Ante repeticiones de carga alternada el sistema describe ciclos de histéresis estables, mostrando un tipo de comportamiento elastoplástico perfecto; pero pocos sistemas reales poseen un comportamiento de éste tipo.

Para el caso de la curva (b), se aprecian cambios típicos de la rigidez ante cargas alternadas; en ciclos posteriores al primero, la rigidez disminuye notablemente con cada ciclo sucesivo de carga sin recuperar su valor inicial, o recuperándolo en tramos pequeños de descarga; dicho fenómeno se conoce como deterioro de rigidez, y es característico de sistemas que tienen falla del tipo frágil, por ejemplo los que fallan por cortante antes que por flexión.

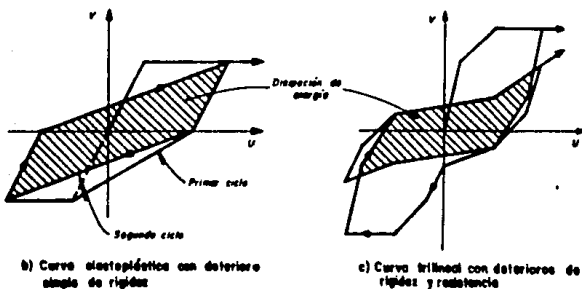
Además del deterioro de rigidez, la resistencia es otra propiedad que puede verse notablemente afectada por los ciclos alternados de carga; una vez excedido el límite de comportamiento elástico, la resistencia que se tiene en la aplicación inicial de carga no siempre se alcanza en los ciclos posteriores, en éste caso se dice que hay degradación de resistencia, como se observa en la curva (c) de la figura 2.1.

El comportamiento dúctil de una conexión tiende a soportar deformaciones importantes bajo carga prácticamente constante, sin alcanzar niveles excesivos de daño; ya que se logra la formación de articulaciones plásticas las cuales tienen un amplio margen de capacidad para disipar la energía que les transmite un sismo, impidiendo la falla instantánea de los elementos estructurales, así como del colapso de la estructura.

La medida de la ductilidad más ampliamente usada se denomina factor de ductilidad, μ , el cual en sistemas idealizados como elastoplásticos (figura 2.1a), se define como la deformación que se requiere para causar la falla, u_{max} , dividida entre la correspondiente al límite elástico, u_y .



a) Curva elasto-plástica perfecta
(μ es el factor de ductilidad)



b) Curva elasto-plástica con deterioro simple de rigidez

c) Curva trilineal con deterioro de rigidez y resistencia

Figura 2.1. Curvas carga-deformación con diferentes tipos de comportamiento inelástico.

Ante varios ciclos de carga se toma a u_y , como la deformación de referencia esto es cuando la carga alcanza por primera vez el límite elástico, y no la deformación cuando comienza la fluencia en cada ciclo sucesivo, lo que permite que el factor de ductilidad indique claramente la deformación máxima; además de ser índices de la cantidad de energía que el sistema debe ser capaz de disipar en el intervalo inelástico.

La capacidad de disipación de energía de un sistema bajo cargas alternadas, se mide con el área encerrada en el lazo de histéresis de un ciclo de carga; para sistemas sin degradación como la curva de la figura 2.1a, dicha área es apreciable e indica que el sistema tiene forma de disipar la energía que le transmite el sismo mediante deformaciones inelásticas. En cambio los sistemas cuyas curvas b y c de la figura 2.1, se puede observar que los deterioros de rigidez hacen disminuir el área de los lazos de histéresis y, por consiguiente, la capacidad de disipación de energía. Más aún, cuando existen deterioros de rigidez y de resistencia donde los ciclos de carga son inestables, la capacidad de carga y la disipación de energía van disminuyendo progresivamente en cada ciclo.

A continuación se mencionan los factores que afectan a las relaciones de carga-deformación de conexiones sujetas a grandes deformaciones inelásticas alternadas:

- a) *El comportamiento inelástico del acero de refuerzo.* El acero con carga alternada en el intervalo de fluencia muestra el efecto Bauschinger, donde la curva de esfuerzo - deformación es no lineal a un esfuerzo mucho menor que la resistencia inicial de fluencia.
- b) *El agrietamiento del concreto.* La apertura y cierre de grietas provoca un deterioro del concreto, por lo que produce una degradación en la rigidez. A mayor proporción de carga que transmita el concreto, mayor será la degradación de rigidez.
- c) *La efectividad de la adherencia y el anclaje.* Bajo cargas cíclicas de alta intensidad ocurre un deterioro gradual de la adherencia entre el concreto y el acero.
- d) *La presencia de cortante.* Las fuerzas cortantes altas producen una pérdida adicional de rigidez debido a la mayor defor-

mación cortante en las zonas de articulación plástica bajo las cargas alternadas.

Por lo tanto, lo que hace posible que un sistema inelástico resista un sismo con una capacidad muy inferior a la que se requiere en un sistema que permanece elástico, es que la energía introducida por el sismo en la estructura se disipa esencialmente a través de los ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posea un amortiguamiento equivalente muy superior al del propio del material; y el criterio es encontrar cuál es la capacidad que requiere el sistema no lineal para resistir el sismo sin que exceda de su deformación de falla, aunque sobrepase el intervalo elástico.

2.3 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXION TRABE-COLUMNA EN MARCOS RIGIDOS

Cuando se da resistencia sísmica mediante marcos resistentes al momento, las fuerzas laterales se resisten mediante flexión y cortante de columnas y trabes, que se conectan mediante conexiones de momento a base de nudos rígidos. Las cuales son sometidas a esfuerzos elevados y cuyas fallas han sido frecuentes por presentar un comportamiento general frágil; por lo que, el diseño y los detalles de su construcción son muy importantes.

Las conexiones entre trabes y columnas deben diseñarse para que permitan a los elementos que se conectan desarrollar su capacidad total sin que se presenten fallas locales en la zona de conexión. Además, en el diseño por sismo, la conexión y la zona de intersección entre trabes y columnas debe diseñarse para que puedan presentarse las articulaciones plásticas en los extremos de las trabes sin que llegue al paño de la columna, ni que se presente en ella falla por cortante (referencia 4).

Se pueden resumir los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de una conexión como sigue:

a) Una junta o conexión debe exhibir un comportamiento bajo carga de servicio igual en calidad al de los miembros que une.

b) Debe poseer una resistencia que corresponda al menos a las combinaciones más adversas de carga que podrían soportar los miembros adjuntos, varias veces de ser necesario.

c) Normalmente la resistencia de la conexión no debe gobernar en la resistencia de la estructura, y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda la resistencia del miembro adjunto.

d) Otras características notables del diseño de la junta deben ser la facilidad de construcción y el acceso para la colocación y vibrado del concreto.

2.3.1 Conexión de Rodilla

Este tipo de conexión se presenta cuando sobre la columna sólo converge una trabe en estructuras con marcos de un nivel. Ante efectos sísmicos, las fuerzas internas generadas en este tipo de unión pueden provocar la falla dentro de la junta antes de que se logre la resistencia de la viga o columna, la que sea más débil; debido a que se dispone de poco confinamiento lateral por la falta de miembros perpendiculares al marco en la zona de la conexión.

Por lo que, el detallado del anclaje y la cantidad de refuerzo de confinamiento en la conexión, serán factores determinantes para evitar la degradación de la resistencia del concreto bajo cargas alternadas.

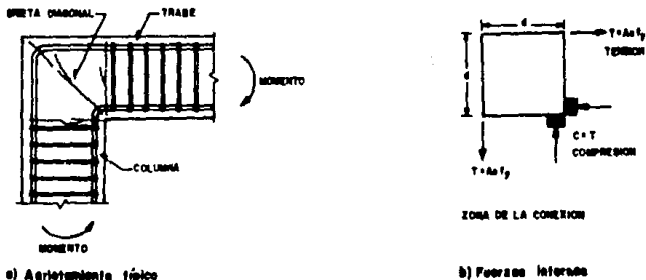


Figura 2.2. Acciones en conexiones de rodilla sujetas a momentos de cierre.

El sentido de la carga afecta fundamentalmente el comportamiento de esta conexión, ya que puede tender a cerrar o abrir el ángulo recto que forman los elementos. En la figura 2.2a, se puede observar el agrietamiento típico que puede provocar en la conexión por los momentos de cierre. Donde debido al estado biaxial de esfuerzo en la esquina interior, se pueden soportar deformaciones a compresión considerablemente mayores que 0.003.

Las fuerzas generadas por la flexión que actúan en la unión, se pueden observar en el diagrama de cuerpo libre idealizado de la figura 2.2b, y dado que estas fuerzas están introducidas al núcleo de la conexión en forma de esfuerzos cortantes uniformes, resultado de la adherencia de anclaje; entonces se puede esperar una grieta diagonal, figura 2.3a, cuando el esfuerzo de tensión diagonal se aproxime a la resistencia de tensión "f'_t" del concreto, cuya ecuación es la siguiente:

$$f't = \frac{T}{b d} = \frac{A_s f_y}{b d} = \rho f_y ; \quad \rho = \text{porcentaje de acero} \quad (2.1)$$

conduciendo ésto a limitar el porcentaje del acero a flexión a:

$$\rho \leq \frac{f't}{f_y} \quad (2.2)$$

Además, si las fuerzas del acero y el concreto son combinadas para producir una sola resultante de compresión diagonal en condiciones de carga última, como en la figura 2.3b, debido al deterioro de adherencia a lo largo de las varillas exteriores; en este caso el porcentaje de acero límite a flexión es aproximadamente:

$$\rho \leq 1.2 \frac{f't}{f_y} \quad (2.3)$$



Figura 2.3. Esfuerzos cortantes en el núcleo de la conexión.

En pruebas realizadas para esta conexión, se observó que al limitar el contenido del acero de refuerzo por debajo del límite ante

rior, el elemento estructural adjunto logró desarrollar totalmente su capacidad a flexión, y para porcentajes mayores de acero ocurrió una falla de fisuración frágil; pero esto sólo es aplicable para elementos de secciones pequeñas.

Por otro lado, al presentarse momentos que tienden a abrir el ángulo de la conexión, su comportamiento resultó ser más afectado. El agrietamiento y las fuerzas que actúan en la unión bajo estas circunstancias, se muestran en las figuras 2.4 a y b, respectivamente.

Las fuerzas de compresión cerca de la esquina exterior dan origen a una resultante que tiende a separar la porción triangular de la conexión, tal como lo muestra la figura 2.4c.

En base a pruebas se determinó que es necesario utilizar refuerzo secundario para resistir la tensión diagonal en el núcleo de la unión, ya que con la contribución de estribos diagonales bien aplicados al refuerzo principal en dicha unión, pueden responder de inmediato a la carga controlando con ello el inicio prematuro del agrietamiento.

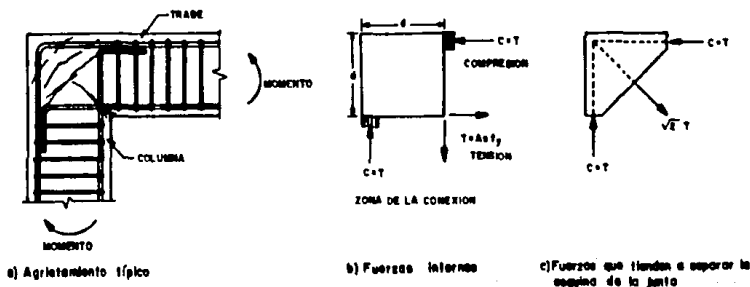


Figura 2.4. Acciones en conexiones de rodilla que tienden a abrir el ángulo recto.

Para elementos estructurales con dimensiones mayores y con elevado contenido de refuerzo, al someterse bajo cargas alternadas, la fluencia repetida del acero de refuerzo a flexión en las caras internas y en sus proximidades de la conexión, provoca un deterioro progresivo de la adherencia en la porción recta de estas varillas; observándose pérdidas considerables de anclaje en la zona de la conexión después de varios ciclos de carga. Por lo que, como se mencionó anteriormente, se requiere de refuerzo de confinamiento para preservar la integridad del concreto en la unión, figura 2.5, en base a los siguientes criterios:

a) El refuerzo perpendicular a la grieta diagonal potencial debe impedir el crecimiento y ensanchamiento de las grietas, permitiendo con ello que se desarrolle la fuerza de compresión entre la esquina interior y el doblar del acero principal a tensión.

b) El refuerzo principal diagonal a través de la esquina interior a tensión, impide una profunda penetración de la fluencia en la zona de la conexión a lo largo del acero a flexión y proporciona anclaje adecuado para los estribos transversales.

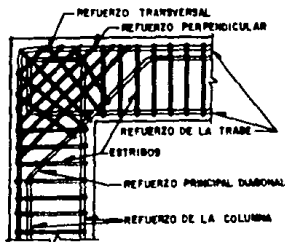


Figura 2.5. Refuerzo de confinamiento sugerido para la conexión de rodilla.

c) Los estribos transversales suministran confinamiento dentro de la unión, impidiendo el agrietamiento en el plano de las varillas dobladas de tensión; al igual que en la esquina interior cuando está sometida a compresiones concentradas.

Sin embargo, cuando participa un gran número de varillas de confinamiento en el detalle anterior, se pueden presentar problemas de construcción debido a la congestión en la esquina interior. En este caso, se sugiere una distribución ortogonal de refuerzo como se aprecia en la figura 2.6, suministrando estribos para resistir por separado las componentes horizontal y vertical de la fuerza principal a tensión diagonal que actúa a través de la grieta potencial de falla.

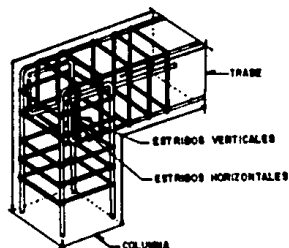


Figura 2.6. Refuerzo ortogonal en conexiones de rodilla.

2.3.2 Conexión Exterior

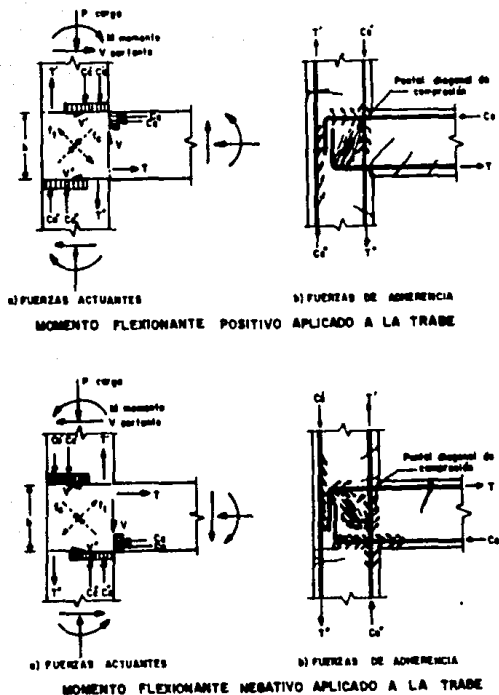
Este tipo de intersección exterior trabe-columna representa la conexión más crítica en marcos planos de estructuras de varios ni

veles, debido a la concentración elevada de esfuerzos que actúan dentro de la unión cuando está sujeta a sollicitaciones sísmicas. En la figura 2.7a, se observan las acciones que se generan en la conexión, cuyos resultados inducen esfuerzos de tensión diagonal "f." y de compresión "f." en la zona de tablero de la unión; donde la tensión diagonal puede ser elevada cuando se desarrolla la capacidad última de los miembros adyacentes, lo que puede conducir a tener un extenso agrietamiento diagonal.

El comportamiento de adherencia del refuerzo con el concreto, así como del anclaje de éste dentro de la unión para permitir que los elementos adyacentes mantengan sus capacidades a flexión durante varias inversiones de momento, y la capacidad del concreto en la zona de la conexión para transferir las fuerzas de compresión y cortante; son factores determinantes en el comportamiento general de esta conexión.

Las fuerzas transmitidas de las varillas al concreto por adherencia dentro de la zona de unión, se aprecian en la figura 2.7b. Las condiciones de anclaje para las varillas superiores de la trabe son sumamente desfavorables cuando entran al núcleo de la conexión, ya que el concreto que las rodea está sujeto a sedimentación y expuesto a tensión transversal. En etapas iniciales de carga se forman grietas de fisuración a lo largo de éstas, pudiendo ocurrir una pérdida completa de adherencia hasta el inicio del doblez de la varilla en etapas de carga severas; además de generarse esfuerzos elevados de apoyo en el doblez que sólo el concreto circundante en buen estado puede contrarrestar.

En cambio, las varillas del fondo de la trabe en compresión entran a la conexión en una región de condiciones ideales de adherencia, ya que el concreto que las rodea también está en compresión transversalmente a las varillas. No obstante, después de varios ciclos de carga puede presentarse un elevado deterioro de adherencia



donde:

- C_c, C_c', C_c'' = compresión en el concreto de la trabe, de la columna superior y de la columna inferior respectivamente.
- C_s, C_s', C_s'' = compresión en el refuerzo de la trabe, de la columna superior y de la columna inferior respectivamente.
- T, T', T'' = fuerza de tensión en el refuerzo de la trabe, de la columna superior y de la columna inferior respectivamente.
- V, V', V'' = fuerza cortante en la trabe, en la columna superior y en la columna inferior respectivamente.
- f_c = esfuerzo de compresión diagonal.
- f_t = esfuerzo de tensión diagonal.

Figura 2.7. Acciones y fuerzas internas generadas en una conexión exterior.

por la posible fluencia del refuerzo a tensión, además, de pérdidas de anclaje especialmente cuando la trabe se conecta a una columna poco peraltada.

Por otro lado, las varillas externas de la columna que atraviesan la zona de unión, figura 2.7b, están sujetas a esfuerzos elevados de adherencia que pueden provocar grietas de fisuración vertical, y ante un agrietamiento excesivo ocurrirá un deterioro del concreto hasta llegar al desprendimiento del recubrimiento; todo esto se debe a que los planos de falla a lo largo de las grietas alrededor de estas varillas coinciden durante la acción de cargas alternadas.

Las fuerzas cortantes y de compresión resultantes de las cargas cíclicas se transmiten por puntales diagonales a través del núcleo de la unión, ver figura 2.7b, y debido a que éstos están sujetos a deformaciones transversales por tensión, se produce una reducción considerable de la resistencia a compresión.

En pruebas realizadas se ha demostrado que una conexión exterior sin refuerzo transversal adecuado, no puede soportar gran carga después del tercer ciclo moderado de cargas alternadas, ya que el concreto se aplasta y las varillas de la columna se pandean. Además, las acciones que actúan en la conexión no deben reducir la capacidad a compresión de la columna, por lo que el refuerzo transversal dentro de la unión no debe ser menor que el requerido para la columna que soporta.

La contribución de compresión axial en la columna es un factor importante en el comportamiento de la conexión, su ausencia crea desconfianza en el concreto agrietado transversalmente para resistir las fuerzas cortantes.

Cuando el refuerzo a cortante transversal a través de grietas

diagonales de juntas comienza a fluir en cada ciclo de carga, se inicia la desintegración del concreto, por la repetida apertura y cierre de las grietas a lo largo de las cuales también ocurren desplazamientos a cortante. Bajo tales condiciones no se puede mantener el anclaje de las varillas de traveses o columnas, por la pérdida de adherencia dentro de la unión.

La geometría de la conexión puede tener un efecto profundo en su comportamiento, en base a pruebas se hizo evidente la desventaja de conectar una trabe muy peraltada a una columna con poco ancho, lo que se encuentra con relativa frecuencia en construcciones de dos a cuatro niveles. El detalle de conexión de la figura 2.8a, es un caso típico de esta desventaja; bajo la acción de cargas cíclicas la conexión no logró la capacidad teórica a flexión y presentó degradación de resistencia; ante esto, se hizo evidente que un refuerzo a cortante adicional no tendría un propósito útil y que sólo un cambio radical en la geometría de la conexión podría ofrecer un mejor comportamiento, como el detalle de la figura 2.8b. En es

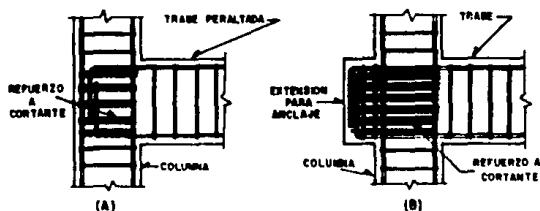


Figura 2.8. Detalles de conexión trabe-columna exterior.

te detalle se muestra cómo se ha reubicado el anclaje efectivo del refuerzo a flexión desde el núcleo afectado a cortante de la unión hasta una zona relativamente no afectada, donde el patrón de agrietamiento que desarrolló durante varios ciclos de carga, sugiere que en la extensión deben existir condiciones satisfactorias de adherencia. Además, se logró obtener toda la resistencia teórica de los miembros en ambas direcciones de la carga, y se obtuvieron ductilidades cumulativas considerablemente mayores.

Por lo que, esto indica que la debilidad de una conexión adecuadamente reforzada a cortante bajo cargas alternadas, es la dilatación transversal del concreto que se deteriora.

2.3.3 Conexión Interior

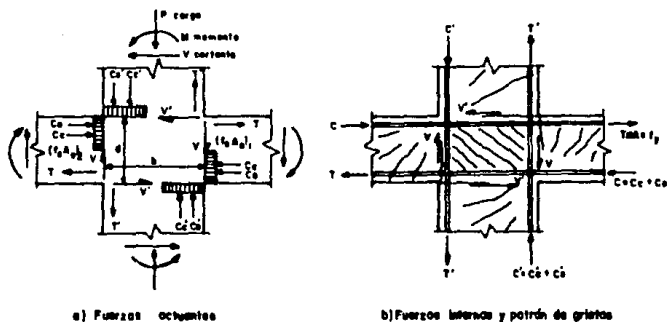
Las conexiones interiores de marcos planos presentan un comportamiento sísmico más favorable que las conexiones exteriores, debido a que las trabes perpendiculares a la trabe contenida en el plano considerado proporcionan cierto grado de confinamiento al concreto.

En la figura 2.9a, se pueden observar las acciones a la que una conexión interior trabe-columna está sometida. Factores importantes en el comportamiento de esta conexión son el anclaje del refuerzo a flexión de la trabe y el aumento de la fuerza cortante a través de la unión, expresión (2.4); la cual puede ser causa de un extenso agrietamiento diagonal en el núcleo de la unión.

$$V_j = (f_s A_s)_1 + C_2 - V' = (f_s A_s)_1 + (f_s A_s)_2 - V' \quad (2.4)$$

Las fuerzas internas que ejercen los cuatro elementos de un marco contra la zona de conexión producto de los efectos de un sismo,

se representan en la figura 2.9b; donde se pueden identificar dos mecanismos de compresión capaces de transmitir fuerzas cortantes de una cara de la unión a la otra.



donde:

C_c y C_c' = compresión en el concreto de la trabe y de la columna.
 T y T' = compresión en el refuerzo de la trabe y de la columna.
 T y T' = fza. de tensión en el refuerzo de la trabe y de la columna.
 V y V' = fza. de cortante en la trabe y en la columna.

Figura 2.9. Acciones y fuerzas generadas en una conexión interior.

Estas fuerzas de compresión que transmite el concreto, al combinarse se equilibran entre sí mediante un sólo puntal ancho diagonal a través de la unión, tal como lo muestra la figura 2.10; esto es, al presentarse la fluencia del acero de refuerzo a flexión, toda la fuerza cortante generada en cada uno de los elementos adyacentes se introduce al núcleo de la unión a través de las zonas a compresión de concreto de traves y columnas. Las fuerzas a compresión y cortantes pueden equilibrarse entre sí por medio de una fuerza a compresión diagonal "D" sin la intervención del refuerzo, y la capacidad de cortante de este mecanismo de compresión es

igual a:

$$u_c = \frac{C_c - V'}{b d} \quad (2.5)$$

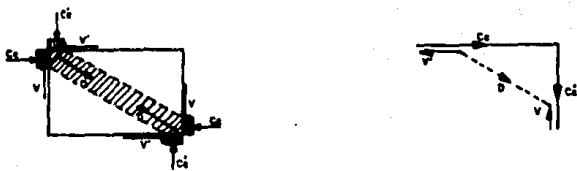


Figura 2.10. Transferencia de cortante por mecanismo de compresión.

En la figura 2.11, se indican las fuerzas que actúan en el acero de refuerzo del núcleo de la unión. Si se supone que los esfuerzos de adherencia de intensidad uniforme absorben la fuerza de adherencia en cada varilla, entonces las fuerzas en la varilla cambian linealmente de tensión en un extremo a compresión en el otro; de acuerdo con esto la fuerza de adherencia por longitud unitaria a lo largo de los refuerzos de trabe y columna respectivamente son:

$$u_o = \frac{(C_s + T)}{l_h} \quad (2.6)$$

$$U_o = \frac{(C_s' + T')}{l_v} \quad (2.7)$$

El flujo de cortante "U_o" en términos de los esfuerzos cortantes nominales es:

$$U_s = \frac{U_o}{b} = \frac{C_s + T}{b d} ; \quad b = \text{ancho de la columna} \quad (2.8)$$

Para la formación de este mecanismo cada componente de fuerza de adherencia que actúa en una pequeña longitud necesita descomponerse en una fuerza diagonal de compresión y una fuerza horizontal o vertical de tensión, como se observa en la figura 2.12. Las fuerzas de compresión diagonal podrían suministrarse por medio de puntales de concreto formados entre las grietas diagonales, y las fuerzas de tensión requerirán un arreglo de varillas horizontales y verticales bien ancladas, donde se introducen las fuerzas de adherencia; cuya cantidad requerida de refuerzo a cortante tanto horizontal como vertical será:

$$a_{vh} = \frac{(C_s + T) s'}{l_v f_y} \quad (2.9)$$

$$a_{vv} = \frac{s}{s'} a_{vh} \quad (2.10)$$

donde:

a_{vh} = área de cada estribo horizontal.

a_{vv} = área de cada estribo vertical.

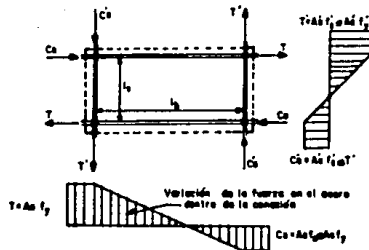


Figura 2.11. Fuerzas que actúan en el acero de refuerzo del núcleo de la conexión.

Por último, la acción combinada de los dos mecanismos antes de los críticos se puede determinar con la siguiente expresión:

$$U) = U_c + U_s = \frac{(C_c - V')}{b} + \frac{(C_s + T)}{d} \quad (2.11)$$

donde:

U_c = resistencia del mecanismo de cortante del concreto.

U_s = resistencia del mecanismo de cortante del refuerzo.

Bajo ciclos intensos de carga no se ha podido determinar con precisión hasta qué punto estos mecanismos permanecen efectivos dentro de la conexión, ya que en base a pruebas se ha comprobado que

el concreto en la zona de compresión de una trabe se retrae de la

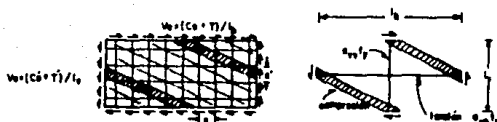


Figura 2.12. Transferencia de cortante por mecanismo de armadura.

participación, debido al aumento permanente en la longitud del refuerzo por la fluencia a tensión; lo que la compresión en el concreto puede disminuir hasta que su contribución en el mecanismo de unión puede ser insignificante. Ante esto, es ignorado generalmente en el diseño la contribución del concreto a la resistencia a cortante en el núcleo de la conexión de estructuras resistentes a sismos.

La efectividad del refuerzo a cortante de la conexión depende de la capacidad del refuerzo a flexión y del concreto circundante de intercambiar fuerzas de adherencia de alta intensidad durante todo el procedimiento de carga; sin embargo, cuando la carga alternada produce deterioro de adherencia, la distribución de las fuerzas del acero cambia radicalmente en el núcleo de la conexión, generando un deslizamiento del refuerzo a través de dicha zona y el acero a tensión que entra en la unión puede anclarse en la trabe del

otro lado de la conexión; lo que implica que tanto el acero superior como inferior de la trabe puede estar en tensión en ambos lados de la columna. Por lo que, la pérdida completa de acero a compresión puede reducir la resistencia, rigidez y ductilidad del miembro adyacente a la columna.

Debido a la naturaleza crítica de los esfuerzos de adherencia, es probable que las varillas de diámetros menores que pasen a través de la unión se desempeñen mejor que las varillas grandes.

Por otra parte, se puede esperar que la compresión axial de la columna mejore el comportamiento de la conexión y reduzca la demanda de refuerzo a cortante en la unión. Se puede formar un puntal más pronunciado a compresión diagonal como resultado de un bloque a compresión más grande a través de la sección de la columna, como lo muestra la figura 2.13. La fuerza de adherencia horizontal a lo largo de las varillas de la trabe se puede tomar ahora más fácilmente dentro del puntal más grande a compresión diagonal y así, se incrementa la contribución aparente del concreto a la resistencia a cortante del núcleo, v_c , de la conexión y se reduce la demanda de refuerzo, v_s , a cortante.

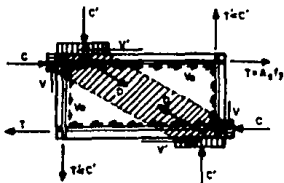


Figura 2.13. Efecto idealizado de la compresión axial de la columna en el núcleo de la conexión.

El refuerzo principal de la columna, especialmente las varillas verticales ubicadas no cerca de las fibras extremas de la sección afectada por los momentos, permanece bastante por debajo del nivel de fluencia, cuando se espera que se desarrollen articulaciones plásticas en las trabes próximas; éstas al pasar por el núcleo de la conexión pueden reemplazar la función del refuerzo a cortante vertical de la unión; sin embargo, debido a la elevada intensidad del esfuerzo cortante, y por tanto del esfuerzo de compresión diagonal, es inevitable utilizar refuerzo de confinamiento transversal espaciado estrechamente en las zonas de conexión.

" CONEXIONES RECOMENDADAS POR EL PCI "

3.1 INTRODUCCION

La aplicación de métodos constructivos basados en técnicas de prefabricación es cada vez más común en México; sin embargo, actualmente no cuenta con un reglamento específico que oriente al proyectista que diseña estructuras prefabricadas, debido principalmente a la escasez de datos de investigación. Como resultado de esto, el reglamento en práctica ofrece poca orientación detallada sobre el diseño sísmico de concreto prefabricado, especialmente en el diseño de conexiones; y las posturas oficiales son en consecuencia reaciosas en cuanto a su uso en la construcción de edificios de varios niveles.

Debido a ello, surge la necesidad de recurrir a otros reglamentos que proporcionen más información al respecto; pero frecuentemente las recomendaciones y criterios de diseño que contienen éstos, no todas son aplicables a las condiciones sísmicas de nuestro país.

Desde el advenimiento del concreto prefabricado y presforzado en los Estados Unidos, como un sistema constructivo reciente, ha creado mucho interés dentro del campo de la ingeniería estructural; y como cada vez la configuración de las estructuras es más compleja, se desarrolló una necesidad de tener mayor conocimiento en los métodos de conexión entre los elementos estructurales prefabricados de concreto.

Reconociendo esta necesidad, el Instituto del Concreto Presforzado (PCI - PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE) de los Estados Unidos, organizó un comité para estudiar los detalles de conexión en

uso y recopilar una serie de conexiones recomendadas para varias condiciones; siendo este reglamento el de mayor conocimiento y consulta en nuestro país (referencias 1,2 y 3).

3.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA SELECCION Y DISEÑO DE CONEXIONES

3.2.1 Acciones

Generalmente las conexiones están sometidas a fuerzas internas producto de diversos tipos de acciones externas a las que puede estar sometida la estructura; algunas de estas son evidentes, tales como las acciones permanentes que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, tal es el caso de las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales; las acciones variables que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes, tal como las cargas vivas; o sea, aquéllas que se deben al funcionamiento propio de la construcción. Y las acciones accidentales, como cargas laterales debidas a efectos de sismos o de viento que pueden tomar valores significativos sólo durante periodos pequeños de la vida útil de la estructura.

Otras cargas especiales son las fuerzas producidas por restricciones a cambios volumétricos, ocasionadas por las variaciones de temperatura, fluencia o flujo plástico y contracción en el concreto; además, de aquéllas ocasionadas por los asentamientos diferenciales en la cimentación y a los efectos de excentricidad de carga provocados por desplazamientos estructurales inelásticos durante la presencia sísmica; que en ocasiones no son consideradas en el diseño provocando fuerzas considerables en la zona de la conexión y con ésto limitando su resistencia.

Estas consideraciones de carga estructural dan por resultado co

nexiones que resistan fuerzas internas de tensión, compresión, cizalla, torsión y momentos flexionantes. Y por lo tanto, el tipo de carga afecta considerablemente la demanda estructural en las conexiones, lo cual puede ser apropiado utilizar procedimientos de diseño en que se reconozca la severidad de cada tipo de carga y especificar los factores de carga para dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio por encima de lo especificado en el diseño; así como, asegurar que las deformaciones en las conexiones bajo condiciones de servicio no sean excesivas.

3.2.2 Resistencia y Ductilidad

La resistencia de una conexión depende tanto de sus propiedades geométricas como de las propiedades mecánicas de los materiales que la componen. Existen incertidumbres significativas en el valor que puede adquirir realmente en la estructura terminada; derivando se de la variabilidad de las propiedades de los materiales empleados, de la dispersión introducida por los procedimientos de construcción y montaje, y de la falta de precisión de los métodos de cálculo de la resistencia. Es por eso, que los factores de reducción de resistencia deben ser considerados en el diseño de conexiones para tomar en cuenta estas inexactitudes.

Por lo tanto, una conexión debe tener suficiente resistencia para desarrollar la capacidad de los elementos estructurales que integran a la estructura, durante el curso de su vida útil.

Por otra parte, desde el punto de vista del comportamiento ante sismos quizá más importante que la resistencia sea la ductilidad, requisito básico que a veces se descuida. La ductilidad puede ser definida como la capacidad de una estructura, un miembro o de una conexión para mantener deformaciones grandes previas a la falla.

Usualmente es medida por la cantidad de deformación inelástica

entre la primera fluencia y la falla. En estructuras prefabricadas presforzadas de concreto, la ductilidad de la conexión debe ser empleada efectivamente para contribuir en la ductilidad total de la estructura, especialmente en zonas de alta sismicidad. Esto se puede lograr asegurando un adecuado anclaje en el concreto, de los elementos tales como el refuerzo ordinario (varillas corrugadas), pernos de anclaje y tendones de prefuerzo; logrando así la transferencia de carga entre los elementos estructurales por medio de sus conexiones.

3.2.3 Estabilidad y Continuidad

La estabilidad de los elementos de una estructura dependen de sus conexiones permanentes, pero durante su fase de construcción pueden estar sujetos a cargas excéntricas accidentales, provocando rotaciones o desplazamientos en sus apoyos; por lo que, es necesario emplear conexiones provisionales o elementos rigidizantes temporales, para poder efectuar las conexiones definitivas sin ningún problema de estabilidad. Con el uso de los diagramas de cuerpo libre en el diseño, figura 3.1, se pueden analizar detalladamente las cargas a las cuales estará sometida la conexión, y así seleccionar el método de conexión más adecuado para resistir tales efectos.

Hasta la fecha, la forma más aceptable para proporcionar estabilidad lateral permanente en estructuras de concreto prefabricado, principalmente en zonas sísmicas, es imitando los sistemas de conexión monolítica del concreto reforzado colado en sitio. Esto implica el empleo de conexiones rígidas que garanticen la continuidad; sin embargo, estas conexiones suelen ser complejas y para casos particulares, quedando fuera de la estandarización en la prefabricación. No obstante, se han diseñado conexiones momento-resistentes logrando la continuidad entre los elementos prefabricados.

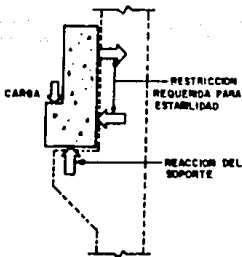


Figura 3.1. Diagrama de la estabilidad de una trabe.

3.2.4 Fabricación

El diseño satisfactorio de las conexiones no puede lograrse sin considerar plenamente los requisitos correspondientes a la fabricación. El entendimiento de éstos produce economía en las conexiones y sugiere formas en las cuales el detalle de las conexiones trabajará como se pretende. Ante varias soluciones de una misma conexión, se seleccionará aquella que cumpla con los requisitos de diseño estructural, estandarización y sencillez de fabricación, rapidez de montaje, y economía.

La estandarización de las conexiones mejora el control de calidad de su fabricación en la planta y contribuye a una producción más económica; esto se puede aplicar tanto en los elementos que intervienen para su fabricación como en el dimensionamiento de los detalles de las conexiones. Se gana poco con ligeros cambios en las dimensiones, ya que los ahorros en los materiales pueden anularse por la mano de obra extraordinaria que se necesita para llevar a cabo las modificaciones. La repetición de la misma conexión mejora el control de calidad en la obra, lo cual conduce a un mejor rendimiento estructural.

Generalmente en los detalles de conexión es necesario emplear re fuerzo adicional en los extremos de los miembros prefabricados, cuyas cantidades pueden crear dificultades en la fabricación por el congestionamiento de varillas con otros elementos de refuerzo, dificultando la colocación y vibrado del concreto; por lo que es recomendable preveer en el diseño la utilización en lo posible de varillas de refuerzo con diámetros menores y evitar su interferen cia con la posición del refuerzo principal de los elementos prefa bricados (cables de presfuerzo o tendones de postensado).

3.2.5 Tolerancias

El término de tolerancias puede ser definido como la variación permitida de una dimensión o cantidad especificada. Las toleran cias son especificadas para poder controlar las desviaciones en la fabricación e instalación de los miembros de concreto prefabricado, tales como, variaciones en sus dimensiones y variaciones debidas a la nivelación y alineamiento durante el montaje, respectivamente.

La selección de tolerancias para conexiones son función del tama ño y del tipo del miembro estructural por conectar; además, es fun damental el proporcionar espacios adecuados en la intersección de los miembros para poder efectuar con facilidad los trabajos de co nexión. Con la prevención de estos aspectos en el diseño, contri buirán en gran medida a la disminución de los problemas del monta je de elementos prefabricados en obra. Ya que las excentricidades en la construcción pueden originar grandes esfuerzos secundarios en sismos.

Por lo cual, puede ser ventajoso diseñar juntas estructurales que permitan tolerancias constructivas generosas y restrinjan el costoso trabajo de tolerancia fina en acabados. A continuación se indican algunas tolerancias más comunes recomendadas para la fabri cación y montaje de conexiones:

TOLERANCIAS EN FABRICACION

C O N C E P T O	TOLERANCIAS (mm)
- Posición de las placas	± 25
- Ubicación de los insertos	± 13
- Ubicación de las placas de apoyo	± 19
- Ubicación de los desbastes	± 25
- Longitud	± 20
- Peralte total	± 6
- Ancho del alma	± 3
- Ancho total	± 6
- Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos	± 13
- Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos	± 10 por m de altura
- Desviación del apoyo respecto al plano	± 5
- Posición de ductos para postensado en miembros prefabricados	± 13

TOLERANCIAS EN MONTAJE

C O N C E P T O	TOLERANCIAS (mm)
- Diferencia en la posición relativa de columnas adyacentes respecto a la posición especificada (en cualquier nivel)	25
- Pernos de anclaje colocados en campo (con tránsito o plantilla)	± 13
- Elevación de zapatas y pilas colocadas en campo	± 25
- Variación respecto a plomo	19 en 10 m de alto 25 máximo para la altura completa
- Variación en la elevación de la superficie de apoyo respecto a la elevación especificada (para cualquier columna o trabe, en cualquier ubicación)	± 13
- Variación respecto a la longitud de apoyo especificado sobre el soporte	± 19
- Variación respecto al ancho de apoyo especificado sobre el soporte	± 13

ESPACIOS LIBRES MINIMOS

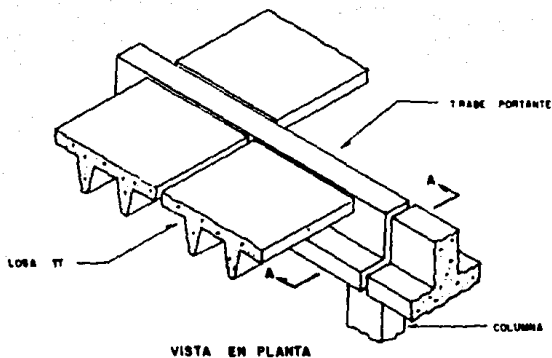
<u>M I E M B R O</u>	<u>ESPACIO MINIMO (mm)</u>
- De prefabricado a prefabricado	13(25 de preferencia)
- De prefabricado a colado en sitio	25(50 de preferencia)
- De prefabricado a metálico (acero estructural)	25(50 de preferencia)

3.2.6 Montaje

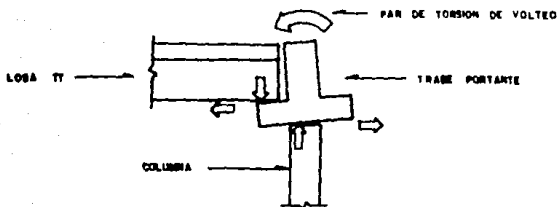
Es fundamental considerar en la etapa de diseño de las conexiones estructurales, los procedimientos correspondientes al montaje para prever posibles retrasos en obra; proporcionando a los detalles de conexión tolerancias adecuadas, poco soporte temporal, resistencia a daños durante el manejo de los elementos y la utilización de pocas operaciones de montaje. Por lo que, tanto el ingeniero de proyecto como el de montaje deben analizar conjuntamente las posibles soluciones para un detalle de conexión, para así seleccionar la conexión más óptima.

Durante la etapa de montaje de una estructura prefabricada suelen presentarse condiciones de carga temporales ocasionadas por los efectos del viento, por cargas o impactos en la construcción y en ocasiones por la presencia de un sismo, ver figura 3.2a; por lo cual, es necesario preverlos con conexiones, apuntalamientos o contraventeos temporales para asegurar la estabilidad de la estructura, hasta que las conexiones garanticen su estabilidad permanente.

Es importante eliminar después del montaje la soldadura empleada en las conexiones temporales, ver figura 3.2b, ya que puede produ

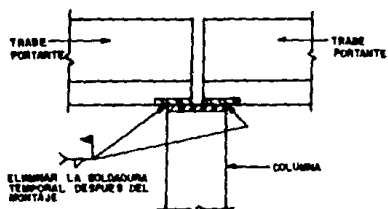


VISTA EN PLANTA



SECCION A-A

(a)



CONEXION TEMPORAL

(b)

Figura 3.2. Efectos de las cargas de montaje.

circunstancias restrictivas contra cambios volumétricos no previstos en el diseño.

En el diseño estructural de conexiones, deberá hacerse la apreciación real de la ubicación posible de las cargas impuestas en vista, de lo que puede suceder como resultado de los ajustes en la obra para adaptar los miembros prefabricados. Existe la posibilidad, para las cargas que se impongan sobre la conexión, de que varíen de la posición designada en el diseño; tal como lo muestra la figura 3.3.

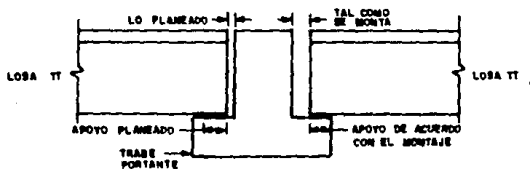


Figura 3.3. Efectos de las variaciones de montaje sobre el punto de aplicación de la carga en la conexión.

3.3 DETALLES DE CONEXIONES ESTRUCTURALES

3.3.1 Tipos de Conexión

El Instituto del Concreto Presforzado - PCI, propone diversos tipos de detalles para la conexión de elementos prefabricados en base a una recopilación y selección de conexiones de uso más común en estructuras reticulares. Las cuales, se clasifican primero de acuerdo con su función y después por los métodos y dispositivos

reales empleados para efectuar la conexión, como sigue:

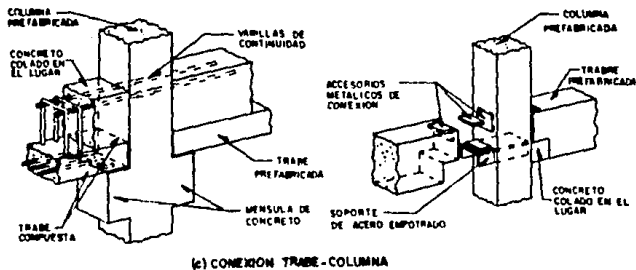
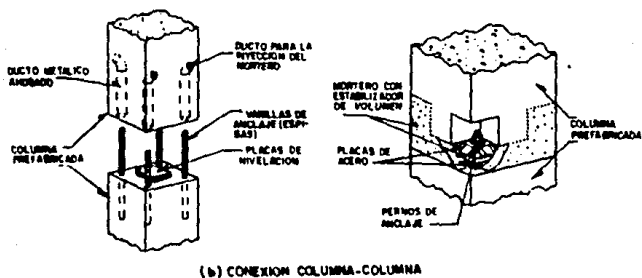
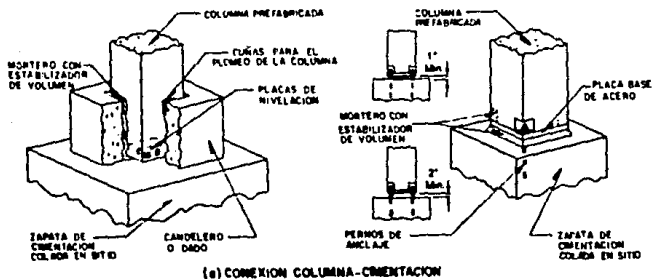
FUNCION DE LA CONEXION

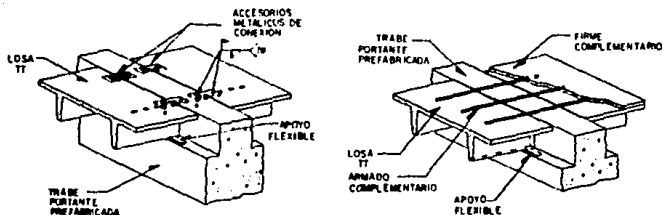
- ▶ Conexión de columna a cimentación
- ▶ Conexión de columna a columna
- ▶ Conexión de trabe a columna
- ▶ Conexión de trabe portante a trabe rigidizante
- ▶ Conexión de trabe a trabe
- ▶ Conexión de losa a trabe portante
- ▶ Conexión de losa a losa

METODO DE CONEXION

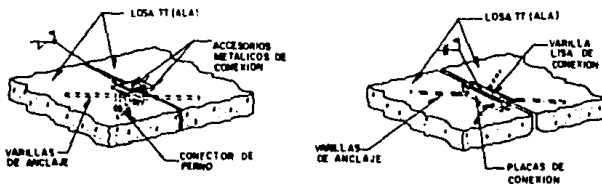
- ▶ De gravedad, sobre apoyos flexibles (amortiguadores de apoyo)
- ▶ Con pernos de anclaje
- ▶ Con accesorios metálicos soldados en obra
- ▶ Con sistemas de postensado
- ▶ Con concreto y acero de refuerzo complementario en obra
- ▶ Con espigas de acoplamiento (pasajuntas)

Algunas veces, se utilizan varios métodos para un sólo tipo de conexión. En la figura 3.4, se muestran algunos detalles generales de conexiones.





(d) CONEXION LOSA-TRABE



(e) CONEXION LOSA-LOSA "CONECTOR SISMOCON"

Figura 3.4. Tipos de conexión en estructuras de concreto prefabricado.

3.3.2 Conexiones de Trabe a Columna

Desde la utilización de estructuras a base de marcos de concreto prefabricado, la conexión trabe-columna ha creado mucho interés en cuanto a su comportamiento estructural, principalmente en zonas sísmicas. Existen diversos tipos de conexión para la unión de estos elementos, pero pocos han mostrado un comportamiento satisfactorio ante los efectos provocados por sismos (referencias 2,3 y 8).

El tipo de conexión que sea apropiado para una aplicación particular, depende principalmente de las condiciones de carga a las cuales va a estar sometida, y de su geometría; otras consideraciones importantes son las siguientes:

- Condición de apoyo de la trabe: Para el soporte de cubiertas y pisos, las trabes pueden apoyarse directamente sobre la parte superior de la columna, o la columna puede prolongarse a lo alto de la trabe, en donde generalmente las trabes son apoyadas sobre ménsulas de concreto o de acero que sobresalen de las caras de las columnas. (Ver figuras 3.6 y 3.7)
- Alturas de pisos y techos: La consideración de la altura de las construcciones, puede requerir la utilización de trabes con extremos desbastados, que al ser apoyadas sobre las ménsulas de la columna se logran tener ahorros considerables en la altura de los entrepisos; principalmente en las construcciones de estructuras de varios niveles. (Ver figura 3.10b)
- Resistencia a cargas laterales: Si el marco es para resistir cargas laterales, la conexión debe ser capaz de transmitir el momento requerido; esto es proporcionando continuidad y ductilidad a las conexiones (figuras 3.10 y 3.11). Por otro lado, si un muro de cortante es incorporado en la estructura como elemento primario resistente a la carga lateral, se pueden utilizar conexiones flexibles o articuladas.

El "PCI" clasifica a las conexiones trabe-columna en dos grupos principales, en *conexiones simples* y *conexiones compuestas*; en base al grado de continuidad y resistencia que éstas proporcionan a los elementos que une.

3.3.2.1 Conexiones Simples

En las conexiones simples trabe-columna, se utilizan métodos de conexión a base de accesorios metálicos soldados, con pernos de anclaje o con espigas de acoplamiento (pasajuntas); que generalmente proporcionan extremos articulados o una restricción parcial, y en

ocasiones una continuidad total al combinarse con otros métodos de conexión, tal es el caso de las conexiones compuestas.

Su utilización en estructuraciones ubicadas en regiones sísmicas no es recomendable, debido a su baja capacidad de transferencia de momento por no garantizar continuidad total en la conexión. Sin embargo, han sido utilizadas en estructuras que cuentan con muros de rigidez siendo éstos elementos principales para resistir cargas laterales, y cuando la conexión queda ubicada en zonas donde los momentos son menores, figura 3.5.

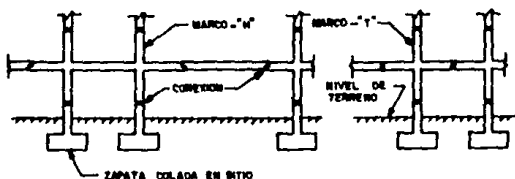


Figura 3.5. Configuraciones de marcos con conexiones situadas fuera de las regiones plásticas.

El detalle de la figura 3.6, representa la conexión soldada más común en concreto prefabricado, donde el extremo de la trabe generalmente es asentado sobre un amortiguador o cojín flexible de apoyo (usualmente de neopreno) situado sobre la ménsula de la columna, el cual, proporciona una superficie de apoyo uniforme para la distribución pareja de la carga y permite el acomodo de movimientos

pequeños causados por los cambios de temperatura, contracción y flujo plástico.

La conexión superior a base de accesorios metálicos soldados, transmite las fuerzas cortantes horizontales entre la trabe y la columna, y permite algún giro o rotación de los elementos pivotando alrededor de la parte superior, para disminuir los momentos negativos en los extremos de la trabe. Los accesorios metálicos deben anclarse debidamente tanto en la columna como en la trabe por medio de varillas o conectores de perno soldados a ellos, y deberán tomarse precauciones para impedir el intemperismo de dichos accesorios.

Cuando se utilizan estos elementos soldados conviene usar soldadura de punto durante el montaje y, posteriormente, soldaduras de filete completas cuando se haya aplicado la totalidad de las cargas muertas, de tal manera que se reduzcan los esfuerzos altos permanentes en la soldadura.

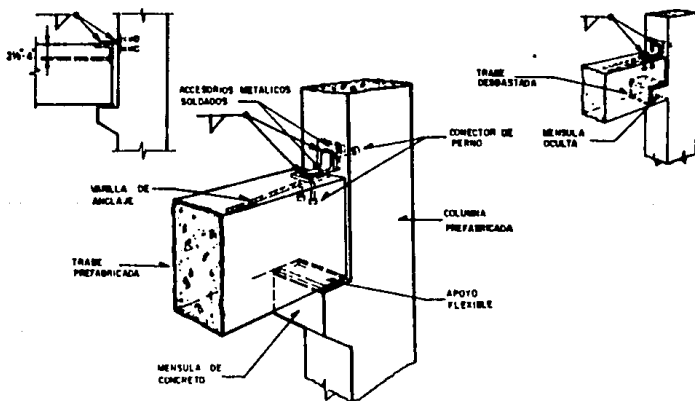


Figura 3.6. Conexión soldada para extremos articulados.

Este tipo de conexión proporciona estabilidad en el montaje y liga a la columna, pero no proporciona restricción rotacional ni la capacidad suficiente para la transferencia de momentos.

En la figura 3.7, se muestran algunas variantes para la conexión soldada en cuanto al tipo de ménsula o soporte de la columna para el apoyo de la trabe, ya que por razones arquitectónicas la ménsula puede quedar aparente o se oculta para dar la apariencia de continuidad a la unión. Los soportes con perfiles de acero estructural empotrados en la columna ofrecen ventajas en la rapidez de fabricación, y su utilización se requiere cuando se tiene que soportar cargas de gran magnitud.

La ventaja principal de las conexiones con pernos de anclaje, figura 3.8, es que el montaje y la fijación de los elementos se puede hacer rápidamente, resultando una reducción en el costo de montaje; sin embargo, requiere de tolerancias de colocación muy rígidas.

Los pernos se utilizan en cortante o en tensión, y proporcionan estabilidad inmediata al no permitir desplazamientos horizontales; pero la conexión sólo es capaz de transmitir una cantidad limitada de momento. Por lo que, se recomienda utilizar este tipo de conexión para cubiertas de naves industriales o cuando las uniones trabe-columna, se encuentran localizadas en sitios cercanos a los puntos de inflexión.

Las conexiones con espigas de acoplamiento o pasajuntas, figura 3.9, consisten en dejar ahogados ductos metálicos en el extremo de la trabe para recibir las espigas (varillas o barras roscadas), que sobresalen de la columna. Esta conexión ofrece un método simple y rápido de ligar los dos elementos, pero requiere de exactitud en la fabricación y de tolerancias rigurosas.

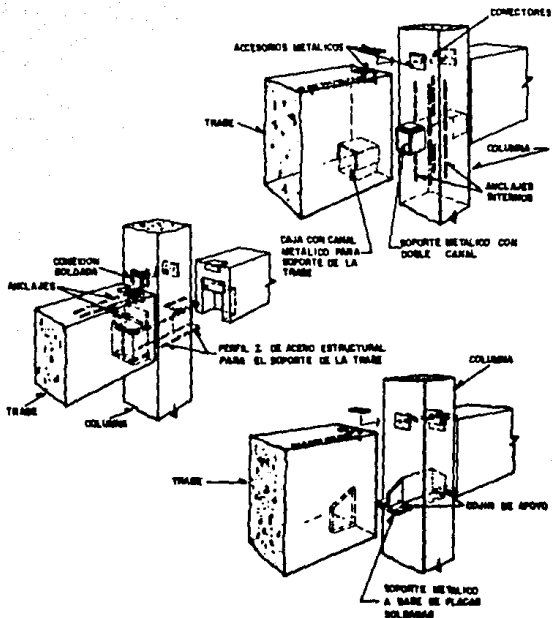


Figura 3.7. Variantes en la conexión soldada.

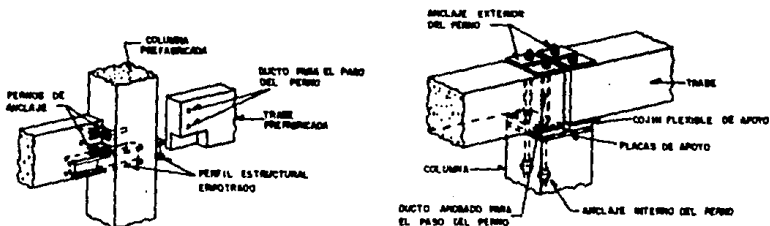


Figura 3.8. Conexiones con pernos de anclaje.

Una vez alineada la trabe, el ducto metálico es llenado con mortero sin contracciones de alta resistencia; y para disminuir los problemas de tolerancias, el tamaño del ducto metálico debe ser de 3 a 4 veces mayor que el diámetro de la espiga; y su aplicación se limita básicamente a estructuras de un sólo nivel.

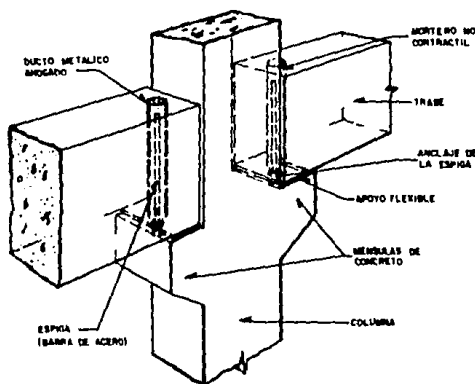


Figura 3.9. Conexiones con espigas de acoplamiento.

3.2.2 Conexiones Compuestas

La conexión compuesta ofrece una forma simple y económica de obtener un comportamiento monolítico en marcos de estructuras prefabricadas, similar al que se obtiene en concreto reforzado colado en sitio; proporcionando a la conexión trabe-columna gran capacidad para resistir momentos extremos y un comportamiento dúctil en

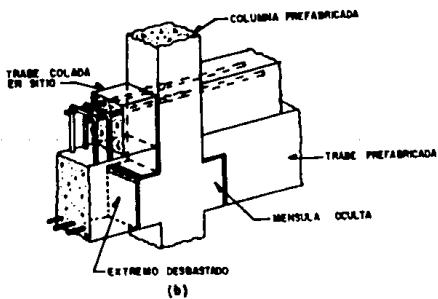
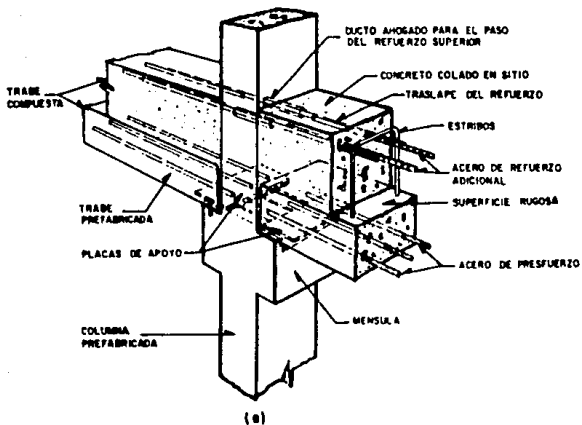
te la acción sísmica. Los métodos de conexión utilizados para estas conexiones corresponden a sistemas postensados y a conexiones coladas en sitio.

La conexión colada en sitio, como se muestra en la figura 3.10a, consiste básicamente en la unión de traveses prefabricados apoyados libremente sobre cojines flexibles o soldados a los ángulos metálicos situados sobre las ménsulas de concreto de la columna. En las traveses sobresalen estribos de cortante para ligar el refuerzo superior adicional, para momento negativo; siendo éste para lograr la continuidad de las traveses adyacentes a la columna, a través de su paso por los ductos ahogados en la columna. Una vez colocado dicho refuerzo, por lo general se cuela monolíticamente la parte superior de la traveses con el firme complementario de la losa prefabricada.

Si la base de la traveses es soldada sobre ambos extremos en los soportes de la columna, deben preverse las fuerzas resultantes por la restricción a cambios volumétricos, los cuales pueden generar una concentración elevada de esfuerzos en la zona de la conexión causando agrietamiento vertical cerca de los extremos de la traveses, dando como resultado fallas por cortante; por lo que es necesario reforzar adecuadamente los extremos y ménsulas de los elementos prefabricados por conectar.

Cuando las ménsulas de la columna es necesario que queden ocultas en la conexión, se utilizan traveses prefabricados con extremos desbastados, como se muestra en la figura 3.10b.

En el detalle de conexión de la figura 3.10c, ambos refuerzos superior e inferior de la traveses, se hacen continuos a través de la zona de conexión, así como el correspondiente de la columna; logrando una unión traveses-columna muy semejante a la que se efectúa en concreto reforzado.



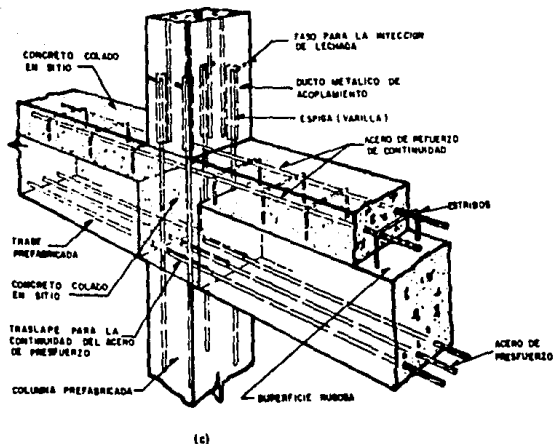


Figura 3.10. Conexiones momento-resistentes coladas en sitio.

A diferencia de las conexiones anteriores, el núcleo de la unión queda integrado a las travesaños adyacentes una vez efectuado el colado complementario en obra.

No obstante, esta conexión genera inconvenientes en cuanto a la necesidad de requerir de apuntalamiento temporal de las travesaños prefabricadas mientras que el concreto de la conexión adquiere la resistencia necesaria. Y por otra parte, el utilizar métodos de conexión a base de espigas de acoplamiento para la unión de la columna

prefabricada del siguiente nivel, lo cual requiere de exactitud en la colocación de los refuerzos de ambas columnas.

El postensado como método de conexión, proporciona uniones rápidas y resistentes a momentos entre trabes y columnas, pero requiere de un trabajo en obra más especializado y por consiguiente más costoso. Cuando se realiza en forma adecuada, se puede garantizar un comportamiento monolítico sin agrietamiento.

En las trabes prefabricadas, figura 3.11, se dejan cajas para el tensado de los tendones, los cuales deben ser del tamaño suficiente para permitir el libre acceso del gato hidráulico; además de tener tanto la columna como la trabe ductos metálicos ahogados para el paso del tendón.

Las trabes se apoyan en las ménsulas de la columna sobre cojines flexibles o se sueldan a las placas de apoyo. El tendón se introduce en los ductos superiores de los elementos para resistir momentos negativos y es tensado en un extremo o en ambos, según lo que indique el proyecto. Los ductos que contienen a los tendones deben ser rellenados con mortero sin contracciones.

Puesto que el tendón (barras o cables) de postensado son por lo general cortos, cuando se usan en esta forma, se logran grandes cambios en los esfuerzos mediante pequeños cambios en la longitud de los tendones; en consecuencia, el asentamiento adecuado de los anclajes es un factor importante.

Una vez terminado el postensado en la unión, el espacio entre la columna y la trabe se rellena con mortero no contráctil, al igual que las cajas de tensado para proteger los anclajes del intemperismo.

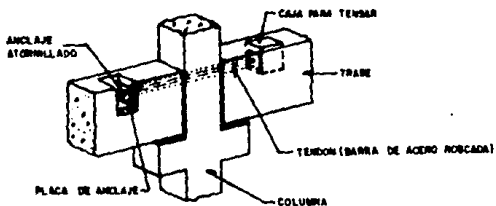
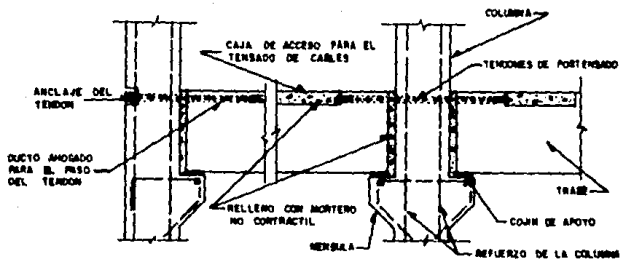


Figura 3.11. Conexiones postensadas.

" CONEXIONES EMPLEADAS EN MEXICO "

4.1 INTRODUCCION

La prefabricación de estructuras de concreto es un sistema constructivo que todavía no se le acepta completamente en nuestro país, debido a la poca difusión técnica que se le ha dado; sin embargo, no por esto deja de ser atractivo tanto para el proyectista como para el constructor su utilización.

El lograr un alto grado de estandarización en la fabricación, de tal manera que el número de elementos estructurales y tipos de conexión distintos quede limitado al mínimo, es uno de los aspectos más importantes para que la utilización de la prefabricación resulte ventajosa; así, se pueden usar los sistemas de manufactura mecanizada y producción en serie, obteniéndose, por consiguiente, un buen control de calidad y rapidez de ejecución de la obra.

El aspecto de las conexiones es, por lo general, uno de los problemas que más cuidado e importancia requieren en los sistemas de prefabricación, puesto que cuando se intenta lograr estructuras monolíticas, se está confiando únicamente a las conexiones la monoliticidad de la estructura; también, como los elementos estructurales se diseñan para resistir ciertas acciones, que si no se transmiten adecuadamente por medio de la conexiones, aquéllos estarán sujetos a elementos mecánicos no previstos y, por consiguiente, su comportamiento no es del todo deseable.

Por otra parte, una situación que probablemente dificulte más el aspecto de las conexiones, es que aún no se cuenta con un criterio de diseño uniforme entre los proyectistas y por lo general las co

nexiones que se usan en nuestro país, son resultados de investigaciones empíricas muy pobres, que no proporcionan los datos suficientes para poder determinar su comportamiento real ante la acción sísmica.

Sin embargo, las conexiones entre elementos estructurales utilizadas en las diversas estructuraciones prefabricadas de concreto, principalmente de la ciudad de México, mostraron un comportamiento satisfactorio prácticamente sin daños ante los efectos provocados por los macrosismos ocurridos en 1985; pero esto no significa que no se siga teniendo la incertidumbre en cuanto al desempeño de las conexiones en práctica para futuros sismos.

4.2 CONEXIONES ENTRE TRABES Y COLUMNAS PREFABRICADAS DE CONCRETO PARA REGIONES SISMICAS

En México se pueden distinguir dos tipos de conexión trabe-columna principalmente: *articuladas y rígidas* ; por ser un país ubicado en zona de sismos de gran frecuencia e intensidad, se usan las conexiones articuladas sólo en edificios de un nivel, en cubiertas para naves industriales, o bien, cuando no se tienen problemas en la transmisión de elementos mecánicos debidos a fuerzas horizontales por medio de las conexiones, confiando esta transmisión a otros elementos como lo son muros de rigidez o marcos contraventeados; pero como en ocasiones no se puede contar con estos elementos, surge la necesidad de elaborar conexiones rígidas que garanticen la continuidad en la unión, y algunas veces se ha llegado al caso de que éstas son demasiado complejas, a tal grado que la prefabricación queda fuera de uso por el aspecto económico, al complicar en cierta forma la estandarización en la fabricación (referencia 7).

En algunas estructuraciones prefabricadas, las conexiones quedan ubicadas fuera de aquellas zonas en las que se presentan los máximos elementos mecánicos actuantes, situándolas en regiones donde

los momentos flexionantes son pequeños o nulos, tal es el caso de los puntos de inflexión; logrando así conexiones menos complejas y más económicas.

En rigor, las conexiones totalmente rígidas entre elementos pre fabricados de concreto no existen, ya que cuando se realiza el montaje y se logra la continuidad por cualquiera de los métodos descritos más adelante, los elementos estructurales tendrán una etapa de trabajo similar a la de una conexión isostática, por lo menos para su peso propio y algunas cargas muertas, a menos de que se prevenga esta etapa de trabajo apuntalando las trabes y rigidizando las columnas mientras se logra la continuidad permanente en la unión bajo su peso propio.

La ductilidad, como se ha mencionado en capítulos anteriores, es uno de los requisitos más importantes que se debe proporcionar a éstos tipos de conexión, sobre todo en las estructuras a las que se pretende darles monolitismo, para obtener un comportamiento adecuado de la estructura ante la presencia de sismos. Cuando se realizan conexiones dúctiles, se logra la formación de articulaciones plásticas como mecanismos disipadores de energía antes del colapso de la estructura, impidiendo que se presente la falla instantánea de los elementos que une.

Como característica particular de estas conexiones, es la de requerir de concreto complementario colado en sitio para lograr la continuidad en la conexión trabe-columna, proporcionándole además una resistencia adicional a la unión y la protección necesaria a los elementos de conexión contra el intemperismo.

A continuación se describen algunas soluciones para la conexión entre trabes y columnas siendo éstas de las más comunes y sencillas, que han utilizado con éxito las compañías de prefabricación en México.

4.2.1 Conexión Localizada en Zonas de Momentos Menos Críticos

La característica principal de este tipo de conexión es su ubicación en zonas de la trabe, donde los esfuerzos originados por las cargas horizontales son menores. Como se aprecia en la figura 4.1, las columnas son fabricadas con unos mufones o voladizos cortos monolíticamente, de manera que la conexión con las trabes portantes prefabricadas queda alejada del paño de la columna.

Esto implica una doble ventaja: la unión queda oculta en la zona donde se proyecta utilizar plafón y situada en una región donde los momentos y las fuerzas cortantes son menores que en la intersección con la columna.

Dichas regiones se conocen como puntos de inflexión y la determinación exacta de su posición implica el análisis completo de la estructura hiperestática. Sin embargo, frecuentemente puede hacerse una estimación razonable de la posición de estos puntos y así el análisis se reduce al de una estructura isostática.

Los mufones de la columna llevan unos apoyos metálicos empotrados que permitan soportar a las trabes provisionalmente, mientras se efectúa la conexión definitiva a través de soldar las varillas salientes de refuerzo con las correspondientes de la trabe. Posteriormente es colocado el acero de refuerzo adicional de continuidad para momento negativo, ligándolo a las varillas y estribos que sobresalen de la parte superior de la trabe y del voladizo; luego se oculta éste al colarse monolíticamente la parte superior de la trabe con el firme complementario del sistema de piso.

Además, el extremo de la trabe presenta una reducción en su sección siendo ésta para que una vez situado el refuerzo de confinamiento (estribos de cortante) en la zona de conexión, se proceda al colado complementario en obra; logrando con esto, que la unión

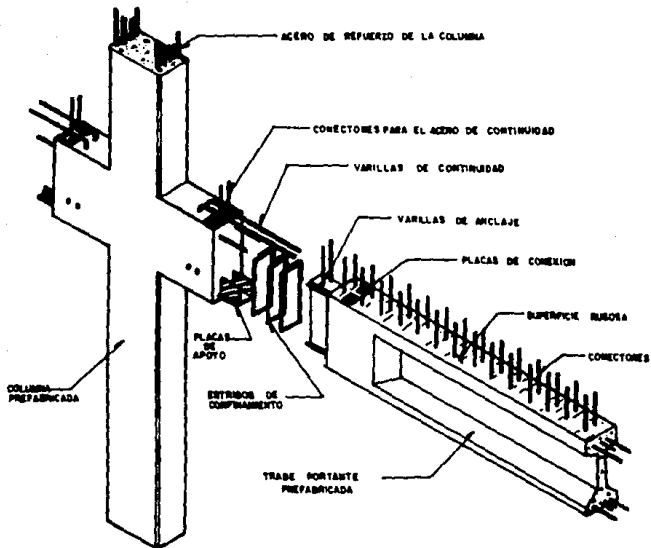


Figura 4.1. Conexión trabe-columna alejada de los momentos máximos.

quede oculta y dar la apariencia de continuidad al elemento portante, como se muestra en la figura 4.2.

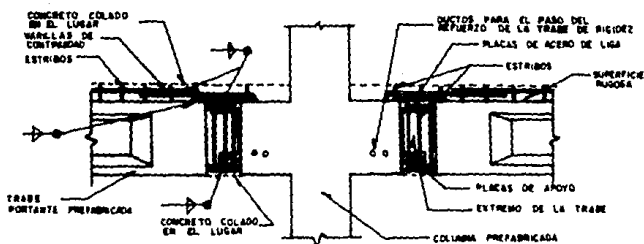


Figura 4.2. Detalle de los elementos de conexión en columnas interiores.

Por otra parte, la conexión continua entre columnas y elementos rigidizantes se obtiene dejando ductos ahogados en los voladizos precolados, por los que se hace pasar el refuerzo de las traves de rigidez, ya sean éstas prefabricadas o coladas en sitio; tal como se aprecia en la figura 4.3.

Para este caso, fue necesario revisar los voladizos por torsión por que los elementos rigidizantes transversales que forman marco con las columnas, quedan fuera del plano de éstas, por lo que para resistir estos esfuerzos se recurrió a unos estribos con porcentaje de acero bastante alto.

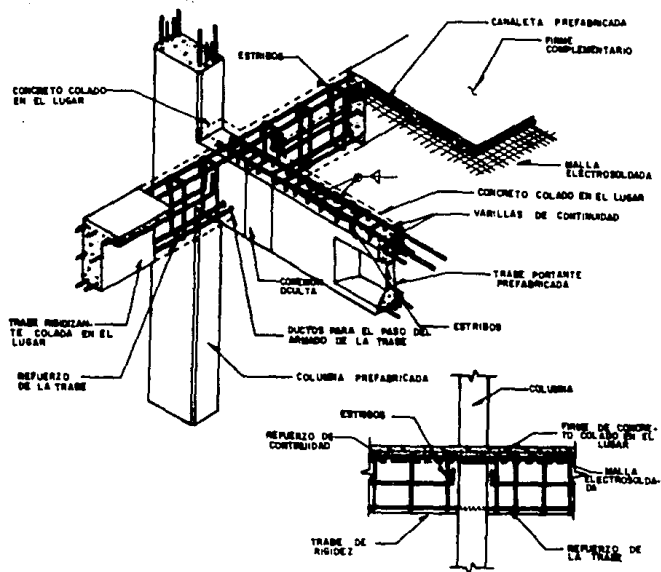


Figura 4.3. Conexión entre columna y trabe de rigidez.

En la figura 4.4, se muestra una variante para esta conexión, consistente en el tipo de soporte empleado para el apoyo de la trabe, ya que también se utilizan con frecuencia soportes de concreto en lugar de accesorios metálicos empotrados; pero el proceso de conexión es el mismo.

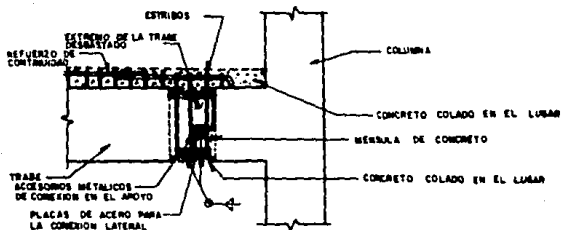


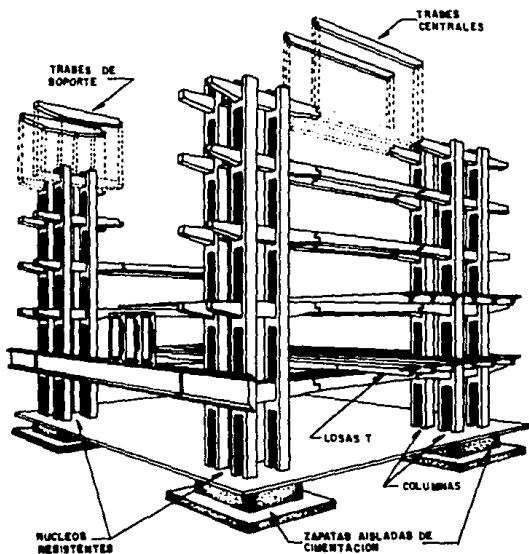
Figura 4.4. Conexión en columnas de orilla.

Recientemente en la ciudad de México, se utilizó un sistema estructural innovador a base de marcos prefabricados de concreto en un edificio de cinco niveles, para un centro de cómputo ubicado en zona sísmica (referencia 9).

El sistema estructural fue diseñado para resistir sismos de alta intensidad, y está compuesto por cuatro grupos de columnas que actúan como "núcleos resistentes" a cargas laterales, ver figura 4.5a; cada grupo consta de cuatro columnas prefabricadas que soportan trabes principales continuas.

Las trabes principales continuas consisten en trabes centrales apoyadas sobre los soportes de trabes en cantiliver, las cuales pasan a través de las columnas, como se aprecia en la figura 4.5b.

La conexión entre estas traves principales se diseñó para que su ubicación quedara fuera de los momentos flexionantes máximos agtuantes en la trabe, logrando un método de conexión sencillo y económico. Además, en cada nivel de piso se utilizaron traves de rigidez parcialmente precoladas para unir a las columnas de cada núcleo resistente, ver figura 4.5c.



o) VISTA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

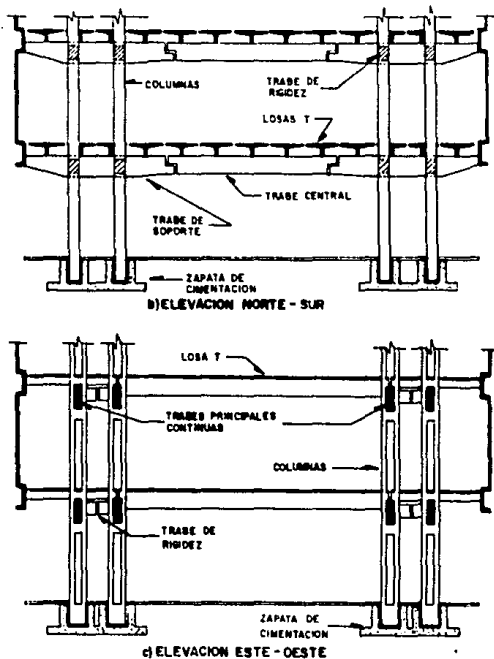


Figura 4.5. Sistema estructural para zona sísmica.

Las columnas prefabricadas contienen huecos rectangulares para el paso y apoyo de las traves principales, además de que éstos reducen el peso de las columnas considerablemente. Tanto las traves principales de soporte en cantiliver como las centrales, están aligeradas por medio de huecos en el centro de la sección transversal a lo largo de los elementos, a excepción de sus extremos y apoyos, evitando con esto el peso excesivo de la estructura.

En la figura 4.6a, se muestra la conexión entre la columna y la trabe principal de soporte conjuntamente con la trabe de rigidez

parcialmente precolada. Después de ser colocada la trabe de soporte dentro del hueco rectangular de la columna, los accesorios metálicos de la trabe con los respectivos de la columna son soldados para su fijación; es decir, la columna cuenta con dos ángulos de acero situados en cada superficie de apoyo y dos placas laterales adicionales, estos accesorios de conexión son soldados a los cuatro canales de acero que tiene la trabe de soporte.

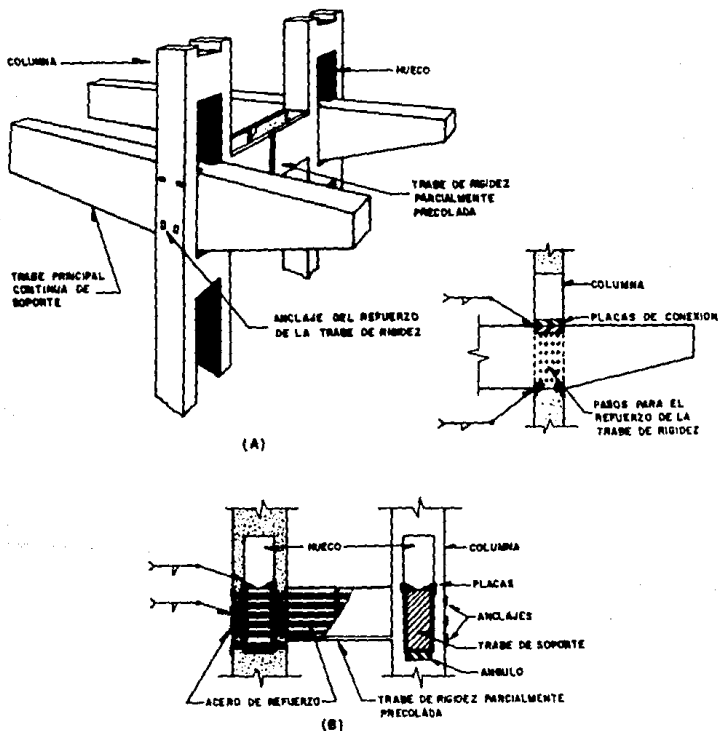


Figura 4.6. Conexión entre columna y trabe principal de soporte.

Las trabes de rigidez están formadas por canales prefabricados de concreto integrados monolíticamente a las columnas, figura 4.6b; una vez que las trabes en cantiliver se fijan a las columnas, se coloca el refuerzo dentro de los canales pasándolo a través de los ductos ahogados de las trabes y columnas; anclándose por medio de soldadura a las placas exteriores de acero de las columnas prefabricadas. Posteriormente se deposita el concreto complementario colado en sitio dentro de los canales prefabricados, completando así las trabes de rigidez en cada nivel de piso.

Por otra parte, la conexión entre la trabe de soporte y la trabe central se puede apreciar en la figura 4.7; dado a su ubicación, se pudo crear una conexión sin mayor complejidad en su elaboración en obra.

Ambas trabes presentan en sus extremos recortes o desbastes en donde se apoyan libremente; su conexión se realizó a través de accesorios metálicos soldados, con ángulos en sus apoyos y placas alrededor de la zona de unión. Para la protección de dichos accesorios de conexión, se colocó un emparrillado ortogonal de refuerzo (estribos) y se aplicó una capa delgada de concreto alrededor de la unión, quedando ésta oculta.

Con algunas modificaciones, este sistema estructural puede ser ampliamente utilizado en otros tipos de edificaciones de varios niveles, situados en zonas de alto riesgo sísmico.

4.2.2 Conexión Entre Trabes Prefabricadas y Columnas Coladas en Sitio

Dado a la escasa investigación en los métodos de conexión entre elementos prefabricados de concreto en nuestro país, muchos estructuralistas recurren a utilizar métodos de conexión semejantes a los que se usan en sistemas constructivos convencionales. Tal es el

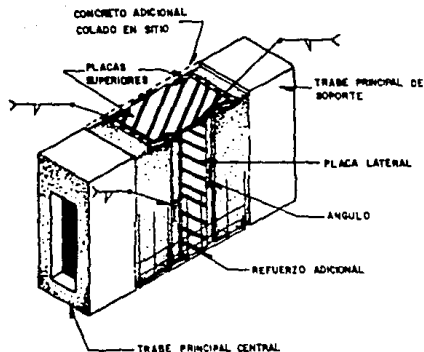


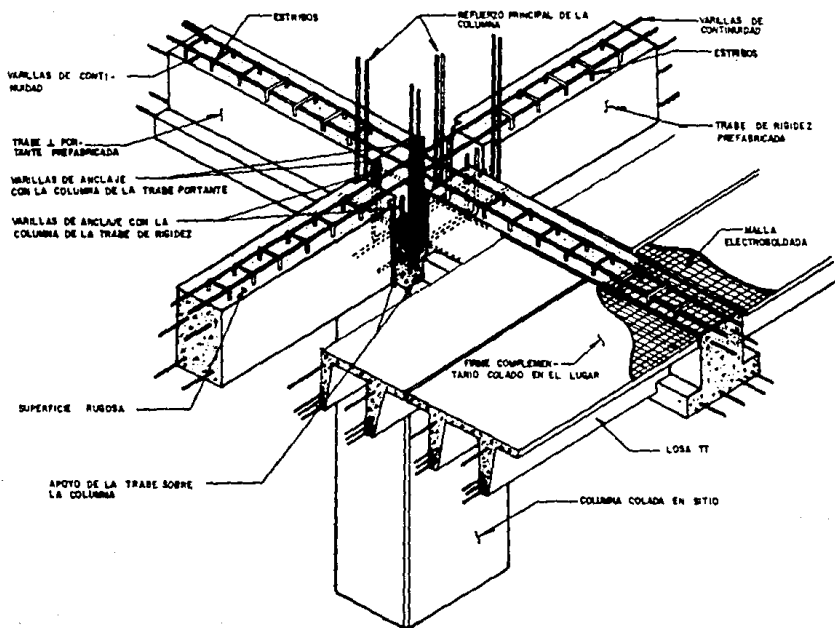
Figura 4.7. Detalle de conexión entre la trabe de soporte y la trabe central.

caso de la conexión mostrada en la figura 4.8, en donde por razones de proyecto se utilizan marcos de concreto a base de traveses prefabricados y columnas coladas en sitio.

En este tipo de conexión se intenta reproducir el monolitismo de las estructuras coladas en sitio, logrando obtener la continuidad necesaria de los elementos para la transmisión de momento flexionante y una conexión resistente y dúctil. Además, los problemas de tolerancias se eliminan virtualmente y las uniones trabajan bien en intersecciones complejas.

Como se trata de una conexión en columna interior, que tienen traveses en sus cuatro costados, principalmente perpendiculares entre sí, cuando una perturbación sísmica importante impone condiciones alternas de fluencia a lo largo de uno de los ejes principales de la construcción, generando con ello esfuerzos cortantes críticos a través del núcleo de la unión, las traveses perpendiculares al

plano de los marcos afectados por el sismo suministran confinamiento contra la dilatación lateral del concreto en la conexión. El acero a flexión que no fluye en estas traveses que cruzan la unión transversalmente, puede ofrecer considerable restricción.



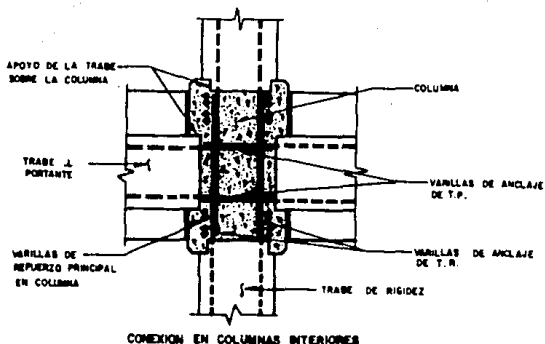


Figura 4.8. Conexión colada en sitio para columnas interiores.

Ambas travesaños, portantes y de rigidez, se apoyan sobre la columna donde normalmente se requiere que estén apuntaladas, de manera que los cortantes en los extremos de éstas durante la construcción sean bajos. El refuerzo principal del lecho inferior de las travesaños se prolonga hasta el otro extremo con un doblez a 90° seguido de un tramo recto para el anclaje con el refuerzo de la columna, y el refuerzo superior adicional de continuidad se liga a los estribos de cortante que sobresalen de las travesaños prefabricadas prolongándose a través de la zona de conexión; ver figura 4.9.

Para proporcionar confinamiento al concreto y restricción al esfuerzo longitudinal en la zona de conexión, se coloca refuerzo transversal en la columna menos espaciado que en los extremos de ésta; ya que, debido a que la mayor parte de la fuerza cortante se introduce a una conexión interior mediante fuerza de adherencia a lo largo del refuerzo superior e inferior, más que por esfuerzos de apoyo, es muy probable que todos los estribos del núcleo de la conexión participen en la resistencia a cortante.

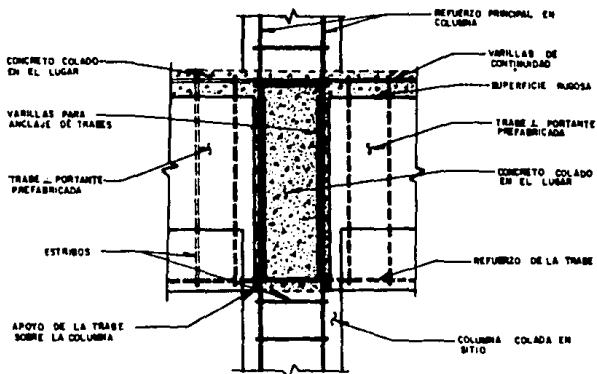
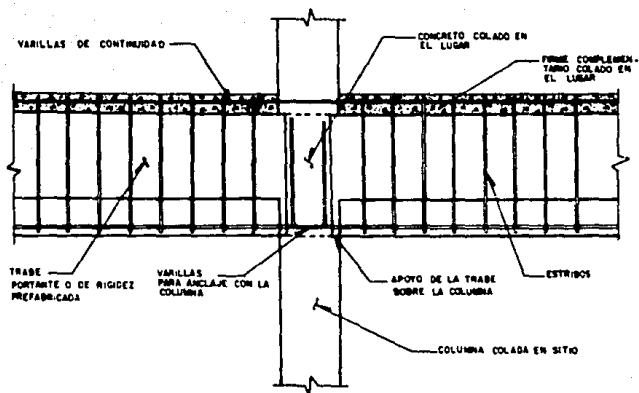
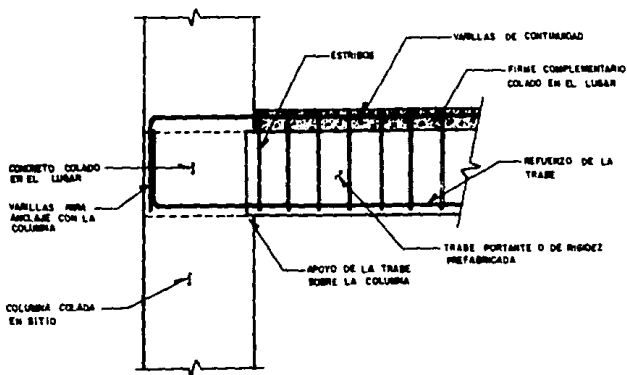


Figura 4.9. Detalle del núcleo de conexión.

Para este caso, se utilizaron traveses portantes con sección "T" invertida con el propósito de proporcionar zonas de apoyo para las losas doble "T" prefabricadas, que integran el sistema de piso de cada nivel. El firme complementario de éstas, queda integrado monolíticamente a las traveses por el concreto adicional colado en sitio, que liga a todos los elementos junto con la conexión para garantizar un comportamiento estructural confiable.

En conexiones trabe-columna exteriores (de orilla o de esquina), como el de la figura 4.10, en donde se desarrollan concentraciones elevadas de esfuerzos, es importante que el ancho de la columna sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria al refuerzo longitudinal de la trabe y evitar con esto que se presenten problemas de anclaje de las barras. Estas deben prolongarse hasta la cara exterior de la columna, de manera que la longitud de desarrollo de la barra dentro del nudo sea adecuada para la transmisión de esfuerzos por adherencia con el concreto.



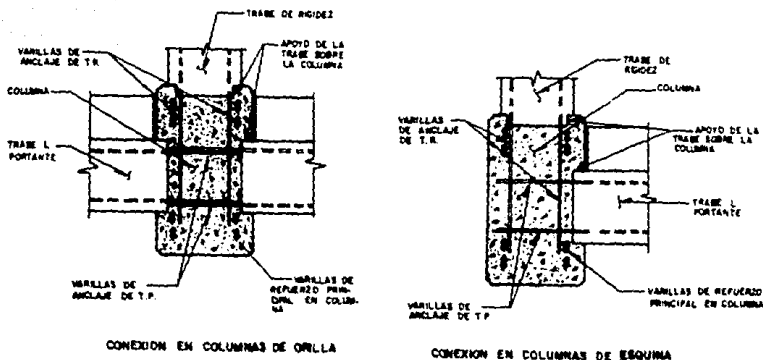


Figura 4.10. Conexión colada in situ para columnas exteriores.

4.2.3 Conexión Situada en la Intersección Trabe-Columna

Este sistema de conexión, es el que más frecuentemente se ha utilizado en estructuraciones prefabricadas de concreto de varios niveles en nuestro país. Por la ubicación de la conexión trabe-columna en regiones donde los momentos debidos a fuerzas horizontales son máximos, con frecuencia es necesario soportar las cargas concentradas que se originan de las traves precoladas mediante ménsulas de concreto o soportes metálicos, muy próximos a la cara de una columna de soporte (referencia 7).

Con la utilización de dichos elementos, la fuerza cortante generada en la zona de conexión se puede transmitir a través de la sección de la ménsula al paño de la columna. Es por eso, que éstos deben estar adecuadamente reforzados y anclados a la columna con suficiente refuerzo de confinamiento, para ser capaces de resistir la fuerza cortante transmitida.

Por otra parte, la transmisión del momento flexionante se logra por el acero de refuerzo de continuidad que toma los esfuerzos de tensión, y el concreto colado en sitio que absorbe los esfuerzos de compresión.

Sin embargo, como consecuencia de los sismos de 1985 y de la poca investigación experimental en este campo, muchos estructuristas prefieren emplear sistemas de conexión en zonas donde los esfuerzos actuantes son bajos, semejantes a los descritos en la sección 4.2.1.

El detalle de la figura 4.11, es el caso típico de este sistema de conexión, donde por razones arquitectónicas se decide que la ménsula quede aparente en la columna. Esta es una conexión sencilla y económica y no requiere demasiada precisión en la fabricación de los elementos, sobre todo en el de la trabe.

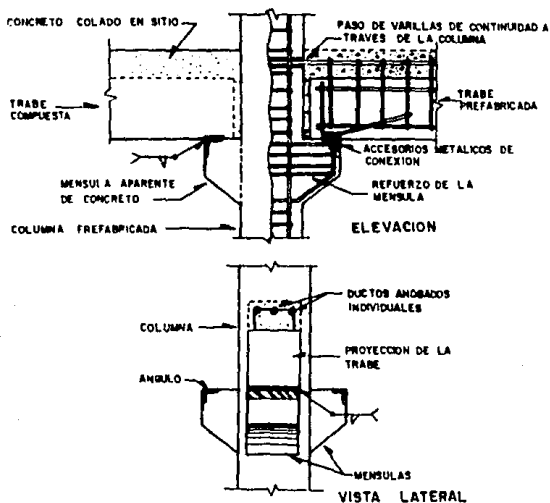


Figura 4.11. Conexión continua para columnas con ménsulas aparentes de apoyo.

La ménsula se cuele monolíticamente con la columna y en ella es necesario dejar un ángulo debidamente anclado, el cual se suelda con una placa de la trabe, de tal manera que la transmisión de esfuerzos de tensión de la fibra inferior de la trabe se efectúe por estos accesorios metálicos. Las dimensiones de las placas se obtienen por requisitos de apoyo y especificaciones de soldadura; además, se debe tener cuidado en mantener siempre protegidos los accesorios y soldaduras cuando estén expuestos al intemperismo.

Para tomar los esfuerzos de la fibra superior de la trabe se colocan varillas de continuidad que pasan a través de ductos metálicos ahogados en la columna y se ligan al refuerzo saliente de las trabes; posteriormente se cuele un firme estructural ligado a las trabes.

Como actualmente los edificios modernos cuentan con una gran cantidad de instalaciones, las cuales generalmente se instalan por plafón, con frecuencia sus trayectorias se ven interferidas con las ménsulas aparentes de las columnas principalmente cuando el espacio donde éstas se alojan, entre la estructura y el falso plafón es limitado. Ante esto, es necesario utilizar sistemas de conexión donde la ménsula quede oculta, como en el detalle mostrado en la figura 4.12.

Aquí, la dimensión de la ménsula es menor que en el caso anterior y se requiere del uso de trabes con extremos desbastados, lo que su fabricación necesita de mayor precisión. Debe tenerse cuidado con los esfuerzos rasantes en la ménsula y en la trabe, puesto que la sección que soporta estos esfuerzos es por lo general pequeña y su uso queda en ocasiones limitado a aquellos casos en que se tienen descargas de orden intermedio.

La sección del extremo de la trabe se reduce para poder alojar los accesorios metálicos de conexión, que unen a la trabe con la

ménsula de la columna, y los estribos alrededor de la unión con el fin de confinar debidamente el concreto colado posteriormente; logrando con ésto que la zona de conexión quede oculta.

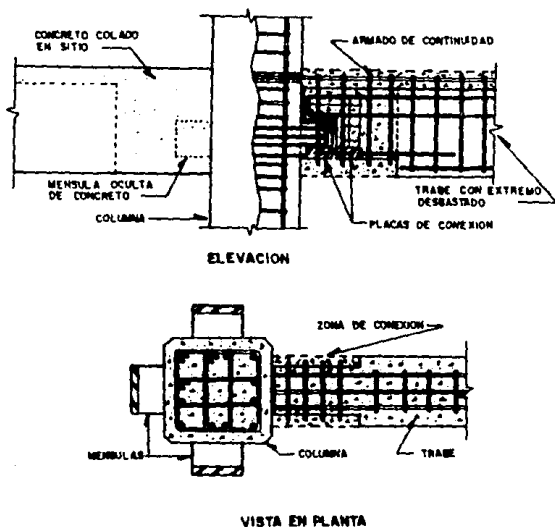


Figura 4.12. Conexión continua para columnas con ménsulas ocultas de apoyo.

Asimismo, como en el caso anterior, el firme complementario de los elementos de entrepiso precolados se liga a las trabes, donde a éste se le hace trabajar en sección compuesta con la trabe; resulta ventajosa esta conexión, puesto que se cuenta con un peralte mayor al colar el firme y en éste se puede alojar el armado de continuidad para momento negativo. Es importante investigar el corte horizontal entre la parte inferior presforzada y el concreto

colado en sitio de la trabe, para proporcionar la cantidad adecuada de estribos.

En la figura 4.13, se muestra una conexión la cual es una variante de la anterior, que difiere básicamente en que la columna prefabricada cuenta con un ducto ahogado mayor para el paso del refuerzo de continuidad de las trabes; ya que, cuando se utilizan ductos individuales para el paso de cada varilla como en el caso anterior, se complica más la fabricación de la columna y se limitan las tolerancias en obra, conduciendo esto a que el montaje de los elementos sea más preciso. Por lo cual, con el uso de dicho ducto se tendrá más espacio para absorber las posibles variaciones con respecto a lo indicado en proyecto, en la colocación de las varillas de continuidad en obra.

Cuando la conexión es en columnas perimetrales y de esquina, el refuerzo de continuidad para momento negativo queda integrado a la columna desde su fabricación, con la suficiente longitud de anclaje para la transmisión del momento flexionante. La continuidad de la conexión se logra traslapando las varillas salientes de la columna con las de la trabe portante, tal como se aprecia en la figura 4.13.

La utilización de soportes metálicos para el apoyo de las trabes en estos tipos de conexión, han solucionado en gran medida los problemas que se presentan en la fabricación de las columnas. Principalmente en aquellas que necesitan ménsulas de concreto en más de dos lados de la columna, requiriendo de moldes especiales para su fabricación monolítica, y más aún, cuando no se logra obtener el grado de estandarización en el diseño de estos elementos que agilice dicha fabricación en planta; como consecuencia originando incrementos tanto del tiempo como en el costo de producción.

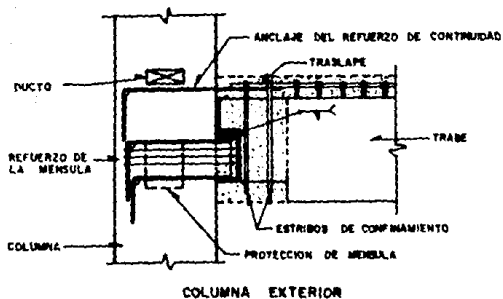
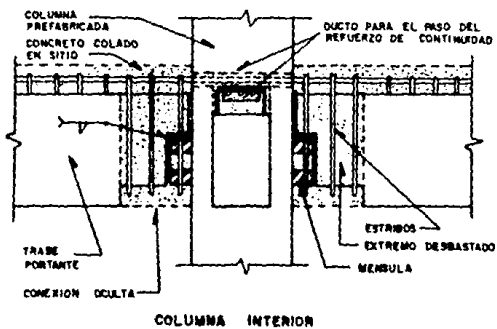


Figura 4.13. Variante para la conexión situada en la intersección trabe-columna.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Es por eso que, cuando se diseñen conexiones con ménsulas, puede ser conveniente considerar la unión "mecánica" de las ménsulas a las caras de la columna. Estos métodos incluyen el vaciado de ménsulas sobre las columnas con posterioridad, soldadura de perfiles estructurales a las placas empotradas a las columnas, o atornillado de las formas de acero estructural a los insertos de la columna.

No obstante, el uso de estos apoyos en marcos prefabricados de concreto es limitado en nuestro país, debido a la incertidumbre que se tiene de su comportamiento sísmico, particularmente el de la soldadura empleada.

Un ejemplo de este tipo de conexión es el mostrado en la figura 4.14. Como se puede observar, la columna se fabrica con discontinuidades de aproximadamente 15 cm de largo, para el paso libre del refuerzo de continuidad de las trabes portantes de cada entrepiso. Se colocan varillas adicionales de mayor diámetro en esta zona, para que el refuerzo principal de la columna no reciba la carga de la parte superior del elemento y evitar que se debilite por la falta de concreto en esa región, durante su transportación y montaje. También, quedan empotradas placas metálicas para la conexión del soporte, las cuales están ancladas de lado a lado de la columna por varillas soldadas a dichas placas; ver corte A-A.

Para formar el soporte de apoyo para la trabe, se colocan placas metálicas, una horizontal y tres verticales, soldadas en planta perpendicularmente a la placa empotrada de la columna, como se aprecia en el corte B-B. Por otro lado, el extremo de la trabe cuenta con dos placas metálicas verticales para la conexión con el soporte de la columna, a través de la unión de los accesorios metálicos con soldadura en obra.

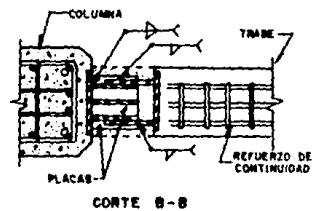
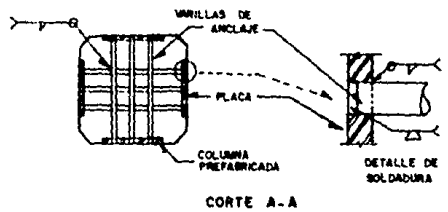
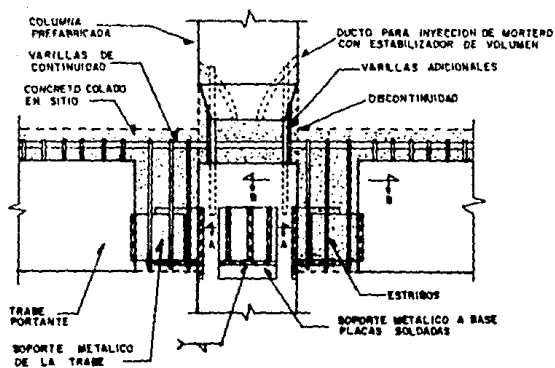


Figura 4.14. Empleo de soportes metálicos en conexiones continuas.

De igual forma que en los casos anteriores, se sitúa el refuerzo adicional de continuidad en la parte superior de las trabes y se colocan estribos en la zona de conexión, posteriormente se concluye con el colado en sitio ligando ambos elementos prefabricados, y se inyecta mortero con expansor de volúmen por los ductos ahogados en la columna hacia el núcleo de la unión, asegurando con ésto de que no se formen oquedades en el nudo.

" COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES "

5.1 INTRODUCCION

Para que la aplicación de los sistemas de prefabricación en estructuras sujetas a sismos se desarrolle adecuadamente en México, es fundamental uniformizar la diversidad de criterios de diseño que existen sobre todo en lo que se refiere a la forma de tomar en cuenta las acciones sísmicas. Lo que requerirá amplias investigaciones experimentales, principalmente en los métodos de conexión, que conduzcan a criterios racionales de diseño y a la incorporación de éstos a los reglamentos de construcción oficiales; y por otra parte, a una evaluación cuidadosa de las experiencias disponibles en cuanto a la práctica actual de los detalles de conexión.

Sin resultados de pruebas dinámicas apropiadas, el efecto de las conexiones puede ser difícil o imposible de estimar, especialmente si no permiten proporcionar homogeneidad y continuidad completa entre los elementos adyacentes; ya que, con frecuencia las conexiones son los eslabones más débiles del sistema estructural donde generalmente se inician las fallas estructurales.

En este capítulo, se presentan dos estudios experimentales efectuados por organismos extranjeros, sobre el comportamiento de la conexión trabe-columna en marcos rígidos; considerando que éstos puedan aportar información a futuras investigaciones en nuestro país.

5.2 CONEXIONES TRABE-COLUMNA CON FALLA FUERA DE LA ZONA DE CONEXION

Este estudio experimental presenta resultados del comportamiento de cuatro tipos de conexiones exteriores momento-resistentes entre columnas y traveses precoladas sometidas a cargas alternadas, las cuales fueron diseñadas para desarrollar una articulación plástica primaria en las traveses fuera de la zona de conexión (referencia 12). En estos modelos, la falla fue forzada para ocurrir aproximadamente a 90 cm. (35 in.) de la intersección trabe-columna, en donde los cables de presfuerzo fueron considerados desarrollar completamente su capacidad.

Las cuatro conexiones investigadas en esta serie de pruebas fueron las siguientes: conexión con tendones postensados (BMA), conexión con barras roscadas (BMB), conexión compuesta — postensada en la parte inferior de la trabe y con concreto colado in situ en la parte superior (BMC), y conexión con placas soldadas (BMD). Los detalles de conexión fueron analizados por ingenieros y fabricantes y seleccionados en base a la frecuencia de su uso y calidad de la solución. Además, éstas se evaluaron basándose sobre su comportamiento en términos de resistencia, ductilidad y características de disipación de energía, así como, de su factibilidad de fabricación.

Todas las conexiones se sometieron a carga cíclica, donde el parámetro manejado fue el desplazamiento del extremo de la trabe; los ciclos fueron identificados en términos de el factor de ductilidad de desplazamiento (DDF), definido como la relación de el desplazamiento del extremo de la trabe entre la deflexión calculada en la fluencia. El proceso completo de carga correspondió para un factor de ductilidad de desplazamiento acumulativo de 53.

Por otro lado, las rotaciones relativas entre la trabe y la columna fueron medidas en cuatro sitios a lo largo de la trabe: a 18, 36, 107 y 142 cm. con respecto a la cara de la columna; cuyas mediciones fueron registradas para obtener información inelástica a lo largo de la trabe.

5.2.1 Descripción de las Conexiones

A) Conexión postensada (BMA)

Esta conexión se compone de dos barras lisas de acero postensadas de 1-3/8" de diámetro, situadas a través de ductos corrugados ahogados en los elementos prefabricados de la conexión, ver figura 5.1a. Dichas barras fueron ancladas en la trabe a 90 cm. de la intersección trabe-columna y extendidas a través de la unión hacia la cara exterior de la columna; se utilizaron cajas de tensado en la zona de anclaje de las trabes para la fijación de las barras con tuercas de anclaje. Posteriormente, las barras fueron postensadas aproximadamente a 70% de su resistencia última y los ductos se rellenaron con mortero sin contracciones.

En el diagrama de momentos, figura 5.1a, se muestra con línea discontinua el resultado de la capacidad de momento inducido por la carga aplicada y con línea continua la capacidad de momento previsto. Además, se puede observar que el momento previsto aumenta linealmente a partir de la intersección trabe-columna hasta un valor máximo a 90 cm. de dicha intersección; estos valores representan el desarrollo de los cables de presfuerzo supuestos sobre la capacidad constante de la conexión.

La intersección de los momentos, indicada por un círculo en el diagrama, representa la ubicación de la articulación plástica anticipada.

B) Conexión con barras roscadas (BMB)

En este tipo de conexión se utilizaron cuatro barras de acero roscadas en toda su longitud del no.9 para la unión de la trabe con la columna, colocadas en forma similar al del modelo BMA. Aquí, la trabe fue diseñada para desarrollar articulaciones distribuidas; ver figura 5.1b.

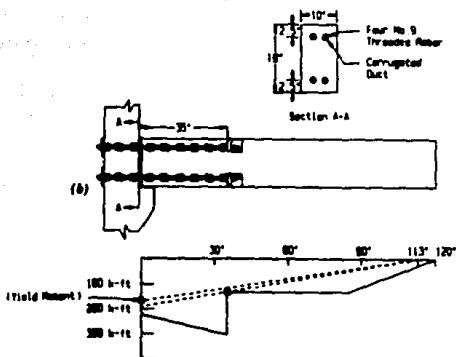
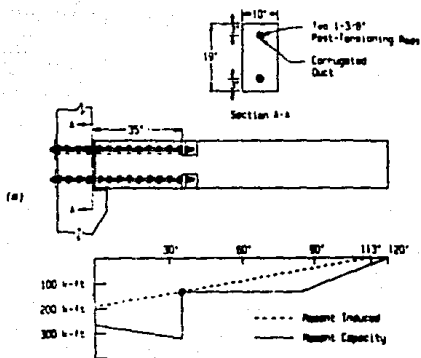
La primera articulación plástica se desarrolló al fluir las barras roscadas cerca de la columna y el refuerzo mantuvo deformaciones fuertes transfiriendo la articulación primaria a 90 cm. de la intersección, tal como se aprecia en el diagrama de momentos.

C) Conexión compuesta (BMC)

La trabe de este modelo presenta una sección transversal asimétrica, debido a que la mitad de la parte superior de ésta fue fabricada con concreto colado en sitio y con tres varillas de refuerzo ordinario del no.9, ancladas con ganchos a 90° en la extensión de la trabe situada en la cara exterior de la columna. Dos de estas varillas se extienden a lo largo de toda la trabe y la otra varilla central queda anclada en la trabe con un gancho a 180°, a 61 cm. de la intersección trabe-columna, como se aprecia en la figura 5.2c.

La mitad de la parte inferior de la trabe fue fabricada con concreto presforzado como en los otros modelos, con una barra lisa postensada de 1-3/8" de diámetro para su conexión; por otro lado, el refuerzo transversal fue continuo entre las porciones superior e inferior de la trabe.

En ambas porciones de la trabe compuesta la articulación plástica fue diseñada para desarrollarse en diferentes zonas, en la parte superior de la trabe dentro de una distancia de 61 a 90 cm.



NOTA:

1 in. = 2.54 cm.

1 kip = 0.4536 ton.

1 kip-ft = 0.1382 ton-m.

Figura 5.1. Detalles de conexión y diagramas de momentos para modelos: a) BMA y b) BMB.

y en la parte inferior a 90 cm., ambas zonas a partir de la cara de la columna.

D) Conexión soldada (BMD)

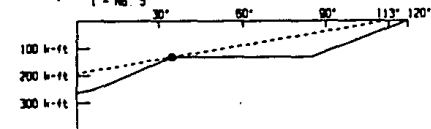
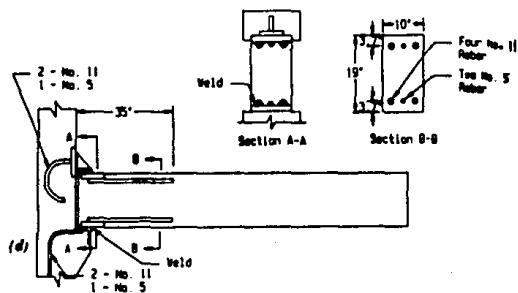
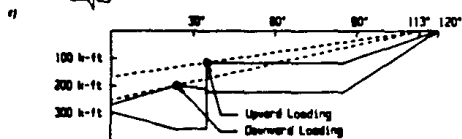
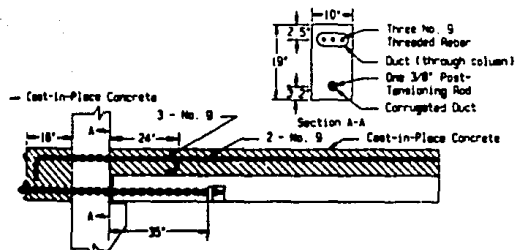
En este modelo se utilizaron placas de acero grado A-36 soldadas para la unión de los elementos precolados y todas éstas fueron ancladas dentro de los elementos con tres varillas de refuerzo soldable grado 40, dos del no. 11 y una del no. 5; ver figura 5.2d.

Dos placas de 10"x 6"x 2" fueron situadas en las esquinas de la trabe ancladas por varillas, con una longitud de anclaje terminada a 90 cm. de la cara de la columna. La placa de la parte superior de la trabe fue soldada a una placa de 10"x 6"x 1" en la columna, la cual está anclada por varillas dobladas a 180° en el interior de la columna; además, se utilizó una placa atiesadora triangular de 3"x 4"x 5" con 1" de espesor para reforzar la conexión de la parte superior entre la trabe y la columna. Para la unión de la parte inferior de la trabe se soldó la placa a un ángulo de 6"x6"x 3/4" situado en la ménsula de la columna, su anclaje de éste fue con varillas dobladas a 90°. Al igual que en los otros casos, la conexión se diseñó para fallar en la trabe a una distancia aproximada de 90 cm. de la intersección.

5.2.2 Descripción del Ensayo

Todas las estructuras se diseñaron de acuerdo a los requerimientos del Reglamento de Construcción para Concreto Reforzado, del Instituto Americano del Concreto - ACI 318-83, y del reporte ACI 352-85 del comité 352 ACI-ASCE.

En la figura 5.3, se muestran los detalles y dimensiones de los especímenes ensayados. Los extremos de las columnas fueron sujetos



NOTA:

- 1 in. = 2.54 cm.
- 1 kip = 0.4536 ton.
- 1 kip-ft = 0.1382 ton-m.

Figura 5.2. Detalles de conexión y diagramas de momentos para modelos: c) BMC y d) BMD.

dos en sitio con conexiones articuladas, las cuales suponen simular los puntos de inflexión que ocurren a la mitad de las columnas en marcos cargados lateralmente; con igual criterio, el extremo de la trabe representa el punto de inflexión que aparece en el centro del claro de la trabe ante deformaciones laterales. La longitud de extremo a extremo de las columnas fue de 3 m., al igual que la distancia del eje de la columna a la ubicación de la carga aplicada sobre la trabe. La carga lateral se aplicó en el extremo de la trabe con un gato hidráulico.

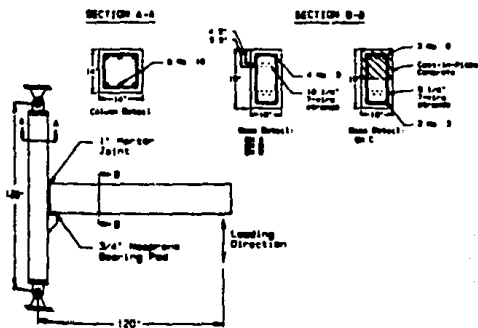
La columna se fabricó con una ménsula para facilitar la fabricación de las conexiones momento-resistentes en el sitio de prueba, la cual sobresale 15 cm. de la cara de la columna y se extiende 41 cm. hacia abajo a lo largo del paño de la misma. Para la nivelación vertical de la trabe con los ductos de conexión de la columna, se utilizó un apoyo flexible de neopreno entre la trabe y la ménsula con un espesor de 3/4". Entre la trabe y la columna se dejó una junta de mortero de una pulgada para admitir tolerancias en la conexión de los elementos.

5.2.3 Resultados de las Pruebas

A) Modelo BMA

La prueba de este modelo de conexión se terminó durante el segundo ciclo de carga para un factor de ductilidad de desplazamiento de 4, cuando dos de los cables presforzados fallaron en la trabe. El programa de carga correspondió para un factor de ductilidad acumulativo de 38, dado que el espécimen no sostuvo el proceso de carga completo.

La carga máxima soportada por la estructura fue de 9.16 ton. que correspondió a un desplazamiento ascendente del extremo de la trabe de 7 cm. durante el primer ciclo de carga; aproximadamente tres



NOTA:

1 in. = 2.54 cm.

Figura 5.3. Detalles y dimensiones de los especímenes de prueba.

veces la deflexión nominal a la fluencia, como se aprecia en la figura 5.4a.

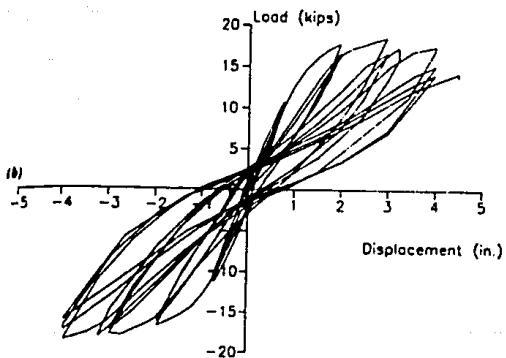
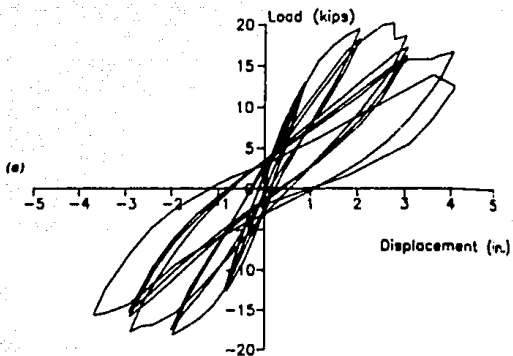
Esta conexión postensada no logró obtener su capacidad a flexión prevista de 9.25 ton., como consecuencia de la iniciación de una falla a compresión en la zona de la caja de anclaje de la parte superior de la trabe, reduciendo en un 10% la resistencia del espécimen y provocando el rápido deterioro del concreto en esa zona durante la actividad inelástica desarrollada, por permanecer rígidos en posición horizontal las tuercas de anclaje de las barras postensadas.

La intersección trabe-columna permaneció elástica durante toda la prueba, se midieron rotaciones grandes en una zona de la trabe comprendida entre 36 y 107 cm. de la cara de la columna indicando que la articulación plástica se concentró dentro de dicha zona, tal como se diseñó a 90 cm. de la intersección. El máximo desplazamiento lateral que la estructura alcanzó fue de 3.3%, 1.4 veces el valor medido cuando se produjo la carga máxima. Por otro lado, la deformación por cortante máxima que se registró en la zona de conexión fue menor de 2 miliradianes, contribuyendo aproximadamente en un 5% al desplazamiento total del extremo de la trabe; ante esto, se observó poco agrietamiento en la región.

B) Modelo BMB

El aumento constante de la carga sobre este espécimen produjo en la intersección trabe-columna un agrietamiento inicial debido a la fluencia de las barras de conexión, y la mayoría de la actividad inelástica generada fue transferida a 90 cm. de la cara de la columna, sitio cuya sección se diseñó para alcanzar su capacidad última a flexión con una carga aplicada menor que para la zona de intersección. El modelo mostró un incremento gradual de resistencia con un desplazamiento en aumento hasta que alcanzó su máxima carga de 8.8 ton., figura 5.4b, en la dirección ascendente para un factor de ductilidad de desplazamiento de 3; la capacidad de flexión calculada en este modelo fue de 9.2 ton.. Al igual que en el modelo BMA después de la carga máxima alcanzada, el concreto se deterioró rápidamente en la zona de anclaje de las barras.

La prueba concluyó cuando la estructura alcanzó el límite del gato hidráulico con un desplazamiento de 11.4 cm. y con una resistencia de 6.7 ton., 78% de la carga máxima medida; por lo cual, ninguno de los tendones fallaron durante la prueba. Se midieron rotaciones significativas sobre el orden de 12 miliradianes en la inter



NOTA:

1 in. = 2.54 cm.

1 kip = 0.4536 ton.

Figura 5.4. Curvas carga-deflexión para modelos:
a) BMA y b) BMB.

sección trabe-columna, como resultado de la fluencia de las barras roscadas de conexión y del deslizamiento de éstas a través de la unión; ya que, el mortero situado alrededor de dichas barras en la columna fue incapaz de desarrollar el esfuerzo requerido de adherencia, y el anclaje de éstas en la cara exterior de la columna fue ineficaz para resistir el deslizamiento.

Sin embargo, la transferencia de la articulación plástica de la intersección a la zona de anclaje de la trabe mejoró el comportamiento de la conexión, permaneciendo prácticamente intacta durante toda la prueba. Por último, la deformación máxima por cortante en la unión fue de 3 miliradianes que comprende en un 6% del desplazamiento lateral total del entrepiso.

C) Modelo BMC

En la figura 5.5c, se muestra la curva carga-deflexión del modelo de conexión compuesta, en donde las cargas descendentes y desplazamientos impuestos sobre la trabe fueron denotados con valores negativos, y representa la parte superior de la trabe en tensión; para las cargas ascendentes y desplazamientos se denotaron con valores positivos que representa la parte inferior de la trabe en tensión.

Las resistencias teóricas fueron calculadas como 8.12 y 12.16 ton. en direcciones de carga ascendente y descendente, respectivamente; y las resistencias máximas medidas en dirección ascendente y descendente fueron 8.4 y 10.7 ton. respectivamente, para un factor de ductilidad de 3. La máxima resistencia obtenida en la dirección descendente fue mucho menor que la esperada a causa de un agrietamiento ocurrido en la zona de anclaje de la barra postensada en la parte inferior de la trabe, por lo que no proporcionó la fuerza requerida a compresión para la fluencia del refuerzo supe

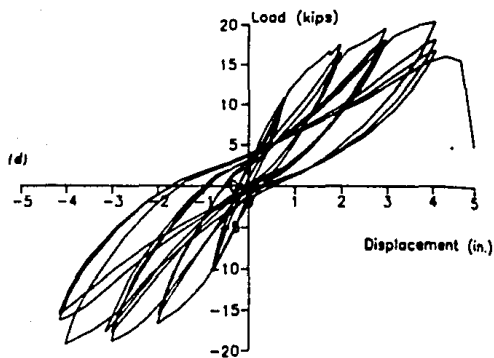
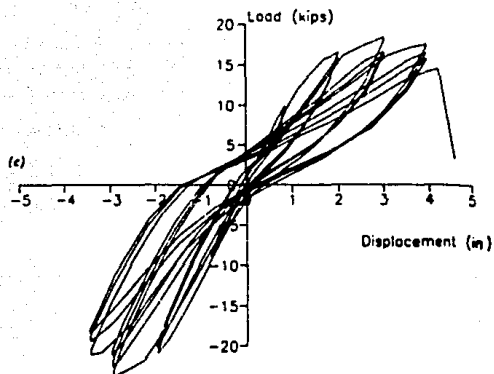
rior, por consiguiente, su capacidad a tensión de éste nunca se desarrolló completamente.

La conclusión de la prueba fue precedida por una falla repentina de algunos cables de presfuerzo en la zona de anclaje de la trabe, en donde se mantuvo una carga de 6.6 ton. en la dirección ascendente y un desplazamiento de 10.7 cm. en el límite del gato hidráulico. Cuando la parte superior de la trabe se sometió a tensión, carga descendente, las grietas se distribuyeron favorablemente por la parte superior y se localizaron grietas mayores entre 61 y 97 cm. de la cara de la columna; cuando se cargó en la dirección ascendente, la porción postensada de la trabe permaneció rígida con respecto a la cara de la columna concentrándose casi toda la rotación en la región de anclaje.

Durante el primer ciclo de carga, se observó un agrietamiento en la intersección de la extensión de la trabe y la columna debido al deslizamiento del refuerzo superior a través de la unión. Dicha extensión sirvió para aumentar el confinamiento previsto en el núcleo de la unión. Las deformaciones máximas por cortante en la conexión fueron sobre el orden de 2 y 3 miliradianes representando menos del 4 y 7% del total del desplazamiento lateral en las direcciones de carga ascendente y descendente, respectivamente.

D) Modelo BMD

Este espécimen alcanzó su máxima resistencia de 9.3 ton. en la dirección ascendente durante el primer ciclo de carga, para un factor de ductilidad de desplazamiento de 4, como se aprecia en la curva de respuesta carga-deflexión de la figura 5.5d; fue el único modelo que obtuvo su capacidad a flexión teórica. En la curva se observa una ligera opresión en los ciclos de histéresis subsecuentes, debido a la deterioración de la adherencia en la zona de cone



NOTA:

1 in. = 2.54 cm.

1 kip = 0.4536 ton.

Figura 5.5. Curvas carga-deflexión para modelos: c) BMC y d) BMD.

xión como resultado de un agrietamiento excesivo por cortante; ahí se midieron rotaciones cumulativas sobre el orden de 12 miliradianes.

La prueba terminó cuando varios de los cables de presfuerzo fallaron con un desplazamiento ascendente del extremo de la trabe de 11.7 cm.; se desarrolló la articulación plástica en la zona de anclaje del refuerzo a 90 cm. de la cara de la columna, tal como se diseñó para ocurrir.

Se presentaron grietas diagonales cuya inclinación fue casi vertical en el interior de la zona de conexión, para la dirección de carga ascendente, debido a la asimetría natural de los puntales diagonales de compresión que resultaron de la flexión del refuerzo de anclaje utilizado en el ángulo de la ménsula, afectando al confinamiento del concreto en esa región. Sin embargo, las deformaciones por cortante en la unión fueron relativamente pequeñas, de 4 a 5 miliradianes, porque la articulación plástica se presentó lejos de la conexión.

5.2.4 Comparación de los Especímenes Ensayados

A) Resistencia

En la figura 5.6, se muestran esquemáticamente los resultados obtenidos de la capacidad de resistencia de los cuatro modelos ensayados, comparados con la resistencia teórica calculada.

El modelo BMA fue sometido a mayores demandas rotacionales en la zona de articulación plástica que los otros modelos, para igual desplazamiento en el extremo de la trabe. Los modelos BMB y BMD, por otro lado, fueron capaces de disipar algunas demandas rotacionales impuestas en la zona de articulación plástica a través de desarrollar actividad inelástica en otras regiones de la trabe. La estructura del modelo BMB fue la única de las cuatro en que no se

presentó ninguna falla de los cables de presfuerzo durante toda la prueba, sin embargo, presentó un deterioro continuo del concreto en la zona de anclaje de la trabe, por lo que no pudo lograr desarrollar su capacidad a flexión teórica.

El modelo BMD continuó desarrollando su capacidad a flexión hasta que alcanzó su máxima carga para cuatro veces el desplazamiento nominal a la fluencia. Por otra parte, el modelo BMC mostró un comportamiento muy diferente a lo esperado, porque el refuerzo ordinario fue incapaz de desarrollar completamente su capacidad a tensión, como un resultado de la pérdida de concreto en la región de anclaje de la parte inferior de la trabe.

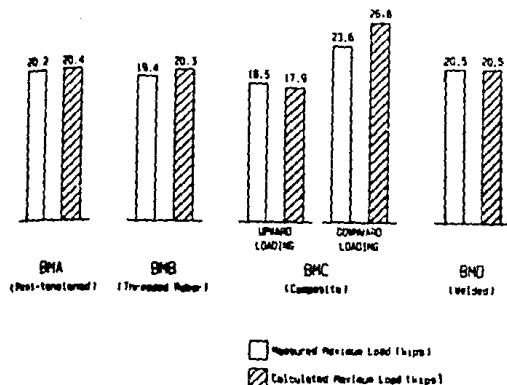
B) Ductilidad

Aunque el modelo BMA no logró sostener el proceso de carga completo, pudo alcanzar un desplazamiento lateral substancial de entrepiso (relación del desplazamiento lateral de un piso entre la altura del entrepiso) de 3.3% antes de la falla.

Los especímenes BMB, BMC y BMD fueron sometidos a un proceso de carga completo, y en seguida tomaron el límite del gato hidráulico correspondiendo a un desplazamiento lateral de entrepiso de 3.8%, que excedió a más de 11.4 cm. el desplazamiento del extremo de la trabe. Estas deflexiones mayores observadas, sobre el orden de tres a cuatro veces el desplazamiento teórico de fluencia, correspondieron a desplazamientos de entrepiso mayores de 3% dando una buena indicación de un comportamiento dúctil satisfactorio; ya que, algunos reglamentos limitan el desplazamiento lateral a 1.5% en la mayoría de los sistemas estructurales.

Con excepción del modelo BMC cuyo refuerzo superior de la trabe nunca fluyó, las estructuras exhibieron una ductilidad substancial

especialmente para los miembros parcialmente presforzados.



NOTA:

1 kip = 0.4536 ton.

Figura 5.6. Comparación de las capacidades a flexión medidas y calculadas.

C) Características de disipación de energía

Una comparación cuantitativa fue hecha normalizando las cantidades obtenidas de energía disipada durante cada de las cuatro pruebas. Los valores normalizados fueron calculados tomando la relación de la energía total disipada entre la energía total absorbida. En tal caso, las cantidades de energía absorbida y disipada fueron tomadas como el área bajo la curva carga-deflexión y el área dentro de los ciclos de histéresis, respectivamente; ver figura 5.7.

Las relaciones obtenidas para los cuatro especímenes fueron casi las mismas; los modelos BMB y BMC tuvieron relaciones ligeramente más bajas que los otros modelos, debido a las características, antes mencionadas, de su comportamiento mostrado durante las pruebas.

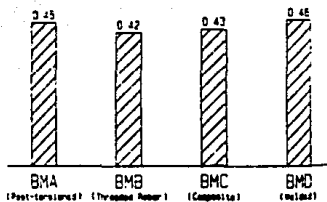
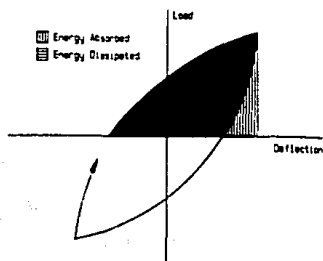


Figura 5.7. Relación de energía disipada entre energía absorbida.

El índice de disipación de energía "Di", definido como la relación de la energía disipada entre la energía elástica acumulada de la trabe en la fluencia, es otro método para normalizar la disipación de energía. Para esto, es importante determinar la energía total disipada de las estructuras usando números consistentes de ciclos de carga con factores de ductilidad respectivos; en esta comparación, se determinó como la suma de la energía disipada a través del primer ciclo para un factor de ductilidad de desplazamiento de 4. Y para determinar la energía elástica, el punto de fluencia fue estimado en la dirección de carga positiva (ascendente) y negativa (descendente), respectivamente; ver figura 5.8.

Se tuvieron índices de disipación casi iguales en los modelos BMA, BMD y BMB, por la simetría de las traveses en esas estructuras; en cambio para el modelo BMC presentó un índice menor debido al diferente comportamiento que mostró cada parte de la trabe compuesta.

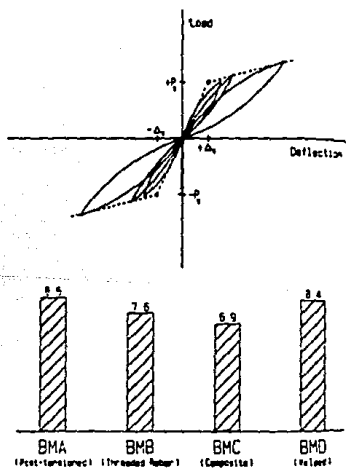


Figura 5.8. Índice de disipación de energía.

5.2.5 Conclusiones

Los especímenes BMA, BMB, BMC (cargas ascendentes) y BMD desarrollaron al menos el 96% de sus capacidades a flexión calculadas; ya que en los modelos que contienen cajas de anclaje en las trabes sobre la región de la articulación plástica, su resistencia se vio afectada por la pérdida de concreto a causa de un mal detallado del refuerzo de confinamiento en esa zona, especialmente en el modelo BMC que sólo logró mantener el 88% de su capacidad a flexión calculada cuando se cargó en la dirección descendente. Por lo que, es recomendable utilizar refuerzo suplementario en las cajas de anclaje para transferir las articulaciones plásticas fuera de esas regiones y aumentar el confinamiento del concreto.

La ubicación de las articulaciones plásticas lejos de la intersección trabe-columna sirvió para mantener elástica la zona de conexión e impedir su deterioración; además, permitió soportar cargas laterales más grandes y una disipación de energía mayor.

Todos los especímenes mostraron buenas características de ductilidad, sin embargo, los modelos BMB y BMC mostraron capacidades de disipación de energía ligeramente más bajas de lo esperado. No obstante, estas dos conexiones con un mejor detalle de refuerzo de confinamiento en las zonas de anclaje de las barras, serán las que mejor comportamiento sísmico prometan de las cuatro ensayadas. La conexión con barras roscadas proporciona un detalle de fabricación simple, y la conexión compuesta ofrece una elevada ductilidad y disipación de energía, como así, una capacidad de momento mayor y continuidad al colarse monolíticamente con el firme estructural del sistema de piso.

5.3 RESISTENCIA SISMICA DE MARCOS CON TRABES PARCIALMENTE PRECOLADAS

Los sistemas de construcción compuestos, combinados con concreto precolado y concreto reforzado colado en sitio, presentan una serie de ventajas en la construcción antisísmica; ya que, la incorporación de elementos de concreto prefabricado tiene la ventaja de un control de calidad alto y rapidez de construcción, y el concreto reforzado colado en sitio proporciona continuidad estructural y la ductilidad necesaria para un adecuado comportamiento sísmico (referencia 11).

Este sistema se ha utilizado frecuentemente en Nueva Zelanda en estructuras de niveles múltiples con marcos momento-resistentes, en donde se involucra el uso de "trabes-U o cascarones" de concreto precolado como cimbra permanente para las trabes de los marcos de la estructura; es decir, éstas son trabes en forma de canal presforzadas pretensadas que se dejan permanentemente en posición después de que el concreto reforzado dentro del canal ha sido colado en sitio, originando trabes compuestas parcialmente precoladas; tal como se muestra en la figura 5.9.

Dichas trabes-U soportan su propio peso y las cargas generadas durante la construcción, y actúan conjuntamente con el concreto reforzado colado en el centro del canal cuando se someten a otras cargas al término de la estructura. Se apoyan libremente sin ninguna conexión sobre la columna, ya sea previamente colada en sitio o prefabricada, con una longitud de asiento de 4 a 5 cm., aunque algunas veces es necesario apuntalar los extremos de las trabes-U durante el proceso de construcción. Además, estas unidades sirven de apoyo para las losas prefabricadas del sistema de piso, cuyo firme estructural queda integrado monolíticamente a la trabe compuesta una vez que el concreto ha sido colado en sitio; por último, en esta aplicación, las trabes compuestas son requeridas que sean adecuadamente dúctiles para actuar como miembros primarios disipado

res de energía durante las cargas sísmicas.

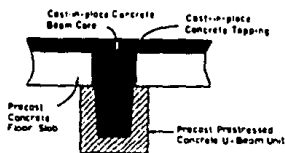
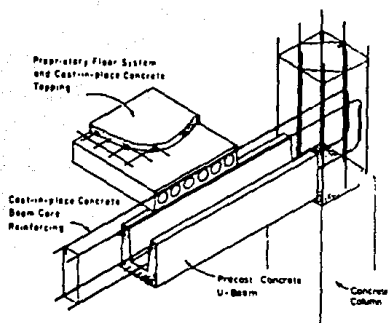
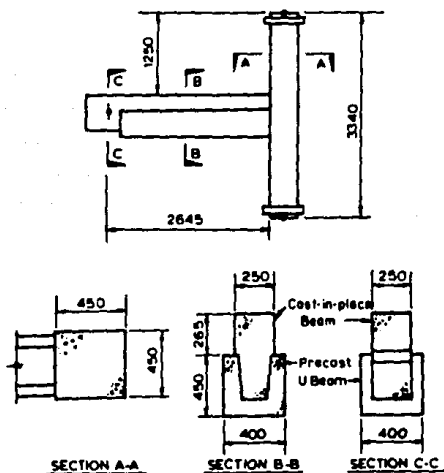


Figura 5.9. Detalles de construcción de un sistema estructural con traves compuestas.

Por otra parte, aquí se presentan los resultados de tres especímenes de conexión exterior entre traves compuestas parcialmente precoladas y columnas coladas en sitio, ensayados para determinar

sus características de comportamiento sísmico cuando la articulación plástica ocurre en zonas de la trabe adyacente a la columna; todos los especímenes fueron diseñados de acuerdo al reglamento para el diseño de concreto de Nueva Zelanda. El factor de reducción de resistencia fue tomado como $\phi=1$ en todos los cálculos y el factor de sobrerresistencia para el refuerzo longitudinal de la trabe fue de 1.25, utilizado para los cálculos del diseño de las fuerzas cortantes. En la figura 5.10, se muestran las dimensiones y detalles de los especímenes de prueba.



NOTA:

Dimensiones en mm.

Figura 5.10. Elevación y secciones de los especímenes de prueba.

Con direcciones alternadas de carga en el extremo de la trabe compuesta, se simularon las cargas sísmicas; los ciclos de carga fueron aplicados estáticamente, y por otro lado, se aplicó una carga axial constante sobre la columna durante las pruebas, ver figura 5.11. También, se aplicaron cargas muertas sobrepuestas a las traveses que simulan representar una losa prefabricada de núcleo hueco como sistema de piso de 20 cm. de espesor, con un firme estructural de concreto de 6.5 cm. de espesor y un claro de 6.6 m. entre marcos; la aplicación de esta carga fue sólo sobre la superficie horizontal del borde de la trabe-U, tal como se presenta en sistemas de piso de estructuras reales.

En el reglamento de diseño de Nueva Zelanda se especifica que el comportamiento de un conjunto estructural dúctil es satisfactorio para resistir un sismo, si retiene por lo menos un 80% de su resistencia después de estar sometido a un mínimo de cuatro ciclos de carga lateral, para un factor de ductilidad de desplazamiento de 4 en cada dirección.

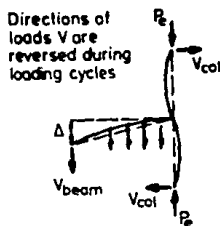


Figura 5.11. Esquema de las cargas externas aplicadas a los especímenes.

El desplazamiento en la primera fluencia fue tomado como 1.33 veces la deflexión del extremo de la trabe medido a un 75% de la resistencia a flexión teórica del espécimen. El desplazamiento controlado en los ciclos de carga consistió de dos ciclos para $\mu = \pm 1$ y $\mu = \pm 6$, y cuatro ciclos para $\mu = \pm 2$ y $\mu = \pm 4$.

5.3.1 Detalles de los Modelos de Ensaye

Los modelos 1 y 3 fueron diseñados para carga sísmica, con una región de articulación plástica potencial en la trabe adyacente a la cara de la columna, y el modelo 2 fue diseñado para cargas de gravedad únicamente. En el modelo 3 la intersección entre la trabe -U y el concreto colado en sitio del núcleo en la zona de la articulación plástica, fue deliberadamente eliminada la adherencia como un intento para mejorar el comportamiento de la articulación plástica; ver figura 5.12. Para esto, se colocó una hoja de espuma de goma elástica de 3.5 mm. de espesor dentro de la trabe-U, sobre una longitud igual al peralte del núcleo colado en sitio.

En la figura 5.13 a y b, se muestran los detalles de refuerzo de los especímenes 1-3 y 2, respectivamente. Los especímenes fueron colados en el sitio de prueba en dos partes cada uno; el primer colado, correspondió a la parte inferior de la columna hasta el sitio donde se apoya la trabe, la cual fue situada sobre la columna hasta que la resistencia del concreto fue adquirida; el segundo colado, fue el núcleo de la trabe, la unión trabe-columna y la parte superior de la columna. Cada elemento fue curado por lo menos durante siete días.

Se utilizó un acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia especificada de $2,750 \text{ Kg/cm}^2$ para el refuerzo longitudinal y transversal de la trabe, para el refuerzo longitudinal de la columna se utilizó un acero de alta resistencia a la fluencia de $3,800$

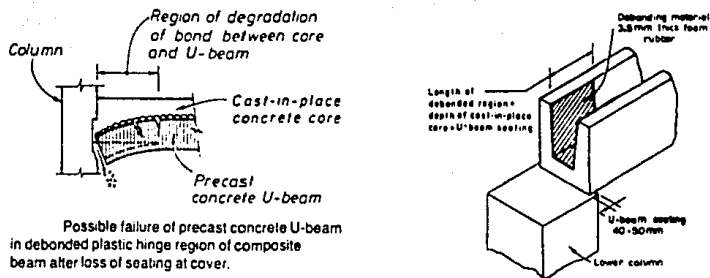


Figura 5.12. Método de eliminación de adherencia en la zona de articulación plástica del modelo 3.

Kg/cm^2 . La resistencia promedio del concreto a compresión de la trabe fue de 520 Kg/cm^2 y de la columna fue de 300 Kg/cm^2 . Cuando el nivel de carga axial de la columna fue de $(0.1) A_g f'_c$, donde f'_c es la resistencia del concreto a compresión y A_g es el área total de la columna, la suma de las resistencias a flexión ideales en las secciones de la columna superior e inferior de la trabe fue 1.59 veces la resistencia a flexión ideal de la sección de la trabe.

5.3.2 Resultados de las Pruebas

A) Modelos 1 y 3

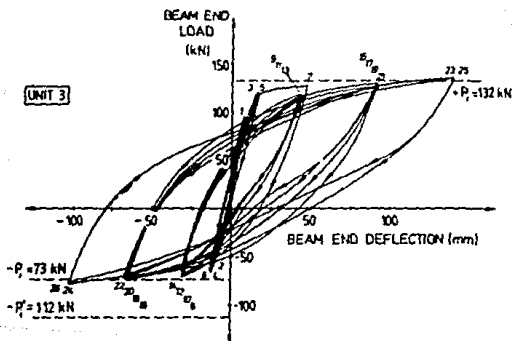
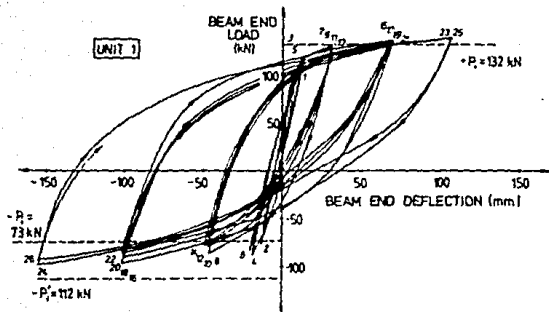
En la figura 5.14, se muestran las curvas de respuesta carga-de flexión de los modelos 1 y 3 respectivamente. Las líneas punteadas

de las curvas marcadas como "+ P_i" y "- P_i", representan las cargas en las resistencias a flexión teóricas basadas sobre el núcleo colado en sitio de la trabe únicamente, y la línea "- P'_i" es la resistencia a flexión teórica de la sección compuesta. Los modelos 1 y 3 mostraron una resistencia muy satisfactoria y características de ductilidad, ya que, los lazos de histéresis no fueron apretados, lo que indica que tienen características de disipación de energía favorables.

En el modelo 1 hubo una tendencia por la articulación plástica para extenderse a lo largo del concreto colado en sitio dentro de la trabe-U precolada, aún durante el momento flexionante positivo. Las lecturas registradas de deformación sobre el refuerzo longitudinal de la trabe, indicaron que en el complemento de la prueba la longitud de la trabe sobre la cual ocurrió la fluencia del acero a tensión, fue alrededor de un medio del peralte de la porción colada en sitio en el caso de momento positivo, y ligeramente mayor que el peralte de la misma porción para momento negativo.

La trabe-U precolada del modelo 1 presentó un extenso agrietamiento durante las pruebas, lo que no fue así para la del modelo 3 por la eliminación de la adherencia en la intersección de ambas porciones, que permitió una longitud de articulación plástica mayor en la porción del concreto colado en sitio. Aunque ambos modelos presentaron un comportamiento dúctil satisfactorio durante cargas alternadas, es preferible considerar el método utilizado en el modelo 3 por la importante reducción del daño ocurrido en la porción precolada bajo cargas cíclicas.

El máximo esfuerzo cortante aplicado en la región de la articulación plástica de las trabes, considerando que en la porción colada en sitio se concentró todo el cortante, fue de $3.4 \sqrt{f'c}$ (psi) para el modelo 1, y $3.0 \sqrt{f'c}$ (psi) para el modelo 3 (1 psi = 0.0703



NOTA:

1 kN = 0.10 ton.

Figura 5.14. Curvas carga-deflexión de respuesta de los modelos 1 y 3.

Kg/cm^2); en donde los estribos fueron capaces de transportar un esfuerzo cortante nominal por mecanismo de armadura de $4.9 \sqrt{f'c}$ psi para el modelo 1, y $5.6 \sqrt{f'c}$ (psi) para el modelo 3.

Por otra parte, el esfuerzo alcanzado por el refuerzo a cortante en la unión trabe-columna fue de 83% de la resistencia a la fluencia en el modelo 1, y en el modelo 3 un zuncho alcanzó la fluencia. Las columnas de ambos modelos permanecieron en el rango elástico, con un agrietamiento limitado durante las pruebas.

Por último, en la tabla siguiente se muestran los momentos máximos alcanzados en los ciclos de carga como un porcentaje de la resistencia a flexión ideal teórica:

Ratio of Maximum Measured Beam Moments to the Theoretical Ideal Flexural Strengths of the Beams.

Unit	Positive moment	Negative moment	
	$\frac{M_{max}}{M_i}$	$\frac{M_{max}}{M_i}$	$\frac{M_{max}}{M_i}$
1	1.12	1.33	0.90
2	1.09	1.43	1.03
3	1.03	1.04	0.75

M_i = ideal flexural strength of cast-in-place core alone

M_i = ideal flexural strength of composite section
(Both calculated using actual material strengths and $\phi = 1$)

B) Modelo 2

Como este modelo no se diseñó para carga sísmica, el refuerzo transversal en la zona de articulación plástica no fue detallado

por ductilidad, por lo que ocurrieron extensos deslizamientos por cortante a lo largo de grietas verticales en la trabe, lo cual fue la principal razón de la opresión de los lazos de histéresis observados en la curva carga-deflexión de la figura 5.15, y por consiguiente el modelo mostró baja disipación de energía.

El esfuerzo cortante máximo aplicado en la región de la articulación plástica de la trabe fue de $3.5 \sqrt{f'c}$ (psi) y la capacidad de resistencia a esfuerzo cortante del refuerzo transversal por mecanismo de armadura fue de $2.2 \sqrt{f'c}$ (psi) (1 psi= 0.0703 Kg/cm²).

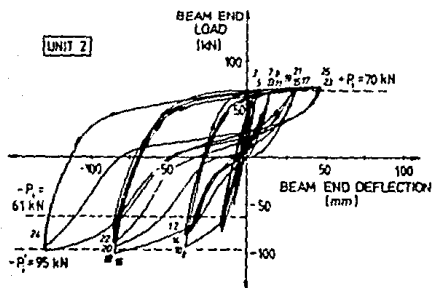
La rotación plástica en la trabe durante el momento flexionante positivo fue concentrada indeseablemente en una sola grieta en la cara de la columna, debido a que la resistencia a flexión de la porción colada en sitio de la trabe fue insuficiente para causar el agrietamiento de la trabe-U precolada, cuando actuaban conjuntamente.

Los zunchos en la unión trabe-columna permanecieron en el rango elástico durante la prueba y sólo se presentó un agrietamiento diagonal de tensión en esa zona durante el momento negativo de carga. La columna permaneció también en el rango elástico con un limitado agrietamiento durante la prueba.

5.3.3 Conclusiones

Los resultados de las pruebas de este sistema estructural compuesto, indican que puede ser utilizado satisfactoriamente en marcos rígidos de estructuras de varios niveles, con diseños semejantes a los modelos 1 y 3 detallados adecuadamente para asegurar que los marcos compuestos se comporten de una manera dúctil, durante cargas sísmicas severas; el modelo 2 se puede utilizar sólo cuando las cargas sísmicas son resistidas por muros de cortante o por

otros sistemas estructurales.



NOTA:

1 Kn = 0.10 ton.

Figura 5.15. Curva carga-deflexión de respuesta del modelo 2.

Durante inversión de carga sísmica la deterioración de la adherencia en la intersección de la trabe colada en sitio y la trabe-U precolada, con agrietamiento a lo largo de la trabe-U, permite la fluencia del refuerzo longitudinal de la trabe colada en sitio para extenderse a lo largo de una longitud razonable; por lo tanto, no ocurre una concentración indeseable de rotación en la arti

culación plástica de la trabe agrietada adyacente a la cara de la columna, y el comportamiento es satisfactoriamente dúctil. Sin embargo, se requiere suficiente cantidad de refuerzo longitudinal en la parte inferior de la trabe colada en sitio, para asegurar suficiente resistencia a flexión y causar agrietamiento en la sección compuesta lejos del extremo de la trabe, alargando la fluencia durante el momento flexionante positivo.

Con la deliberada eliminación de la adherencia en la intersección del concreto colado en sitio y precolado, en la zona de articulación plástica potencial, resultó una longitud mayor de la articulación en la trabe colada en sitio y no dañó a la trabe-U durante cargas cíclicas.

El espaciamiento cerrado de los estribos en la región de la articulación plástica potencial de la trabe cerca de la cara de la columna, fue esencial para prevenir el deslizamiento a cortante de la trabe a lo largo de una grieta vertical; ésto es, con un espaciamiento de " $0.18 h_c$ ", donde " h_c " es el peralte total de la trabe colada en sitio.

En los modelos diseñados para cargas sísmicas, el esfuerzo cortante impuesto en la intersección suponiendo la acción compuesta en la carga última, fuera de la zona de articulación plástica, fue ligeramente en exceso de 5.6 Kg/cm^2 para resultar un comportamiento satisfactorio.

" CRITERIOS DE DISEÑO DE CONEXIONES PARA REGIONES SISMICAS "

6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SISMICO DE MARCOS DUCTILES DE CONCRETO PREFABRICADO

En el diseño de estructuras para resistencia sísmica, una primera consideración es asegurar que la estructura sea capaz de deformarse en una manera dúctil cuando está sometida a diversos ciclos de carga horizontal dentro del rango inelástico. Esto es, porque generalmente no resultaría económico diseñar una estructura para responder elásticamente ante los efectos inducidos por el sismo máximo probable, lo que resultaría un costo extraordinariamente alto. Este costo de proporcionar resistencia para soportar cargas laterales de muy alta intensidad, debe ponderarse contra la importancia de la estructura y la probabilidad de los sismos; sin embargo, si se diseña para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura elástica, hay que estar consciente de que, al tener que disipar la energía del sismo mediante comportamiento inelástico, la estructura sufrirá daños que implican un costo de reparación no despreciable (referencias 10 y 11).

El nivel recomendado de cargas de diseño sísmico en los reglamentos es significativamente más bajo que las cargas de inercia de respuesta elástica durante sismos severos, y la estructura puede ser requerida para mantener desplazamientos del orden de 4 a 6 veces el desplazamiento horizontal al comienzo de la fluencia del marco. Aunque esta diferencia es demasiado grande para absorberse por factores de seguridad en el diseño, se ha atribuido esta anomalía aparente a la habilidad de las estructuras dúctiles de disipar energía sísmica mediante deformaciones inelásticas, por la fluencia dúctil en la flexión de los miembros del marco en zonas elegi

das de articulación plástica, cuando la estructura es sometida a cargas de diseño sísmico. Con esta forma asegura que las fallas por cortante y las fallas de adherencia no se presenten, y que se formen mecanismos de disipación de energía.

El desplazamiento lateral que ocurre después del comienzo de la fluencia a flexión se debe a la rotación en las posiciones de la articulación plástica, que pueden desarrollar dos posibles mecanismos de colapso de la estructura (referencias 4 y 5). Si la fluencia comienza en la columna antes de que las trabes alcancen la curvatura de fluencia, figura 6.1a, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de columna que demanda ductilidades de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas de las columnas del entrepiso crítico, casi imposibles de lograr, especialmente en el caso de los niveles inferiores de edificios altos en los que las cargas axiales son mayores. Por lo que, es poco probable que una estructura con estas características de "piso débil" sobreviva a un sismo importante.

Por otra parte, si la fluencia se presenta primero en las trabes, figura 6.1b, ocurrirá deformación lateral adicional bajo carga lateral constante por deformación plástica en las articulaciones de las trabes, conocido como mecanismo de desplazamiento lateral de trabe en donde la demanda de ductilidad de curvatura requerida en las articulaciones plásticas de las trabes y en las bases de las columnas, es mucho más moderada y más fácil de diseñar las trabes para satisfacer dichas demandas y reparar los daños en ellas que en las columnas.

Por lo tanto, es evidente que es mucho mejor asegurar que ocurra el mecanismo de desplazamiento lateral de trabe en marcos de estructuraciones altas con un modo de deformación inelástica y con un criterio de "columna fuerte-trabe débil" para evitar la forma

ción de articulaciones plásticas en las columnas.

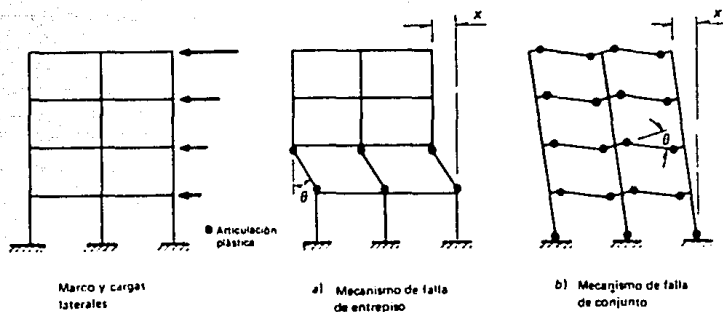


Figura 6.1. Posibles mecanismos de un marco rígido sujeto a carga lateral.

La sección crítica por flexión en las traveses de marcos momento-resistentes sometidos a cargas sísmicas y de gravedad (vertical), es en o cerca de los extremos de la travesa. En marcos donde los efectos por carga de gravedad predominan, las secciones críticas por momento positivo debido a la carga sísmica más la de gravedad puede ocurrir en las traveses lejos de las caras de las columnas, y las secciones críticas por momento negativo pueden ocurrir siempre en los extremos de las traveses.

La longitud de la región de articulación plástica en las traveses es de gran interés en el diseño sísmico, desde que ésta tiene un

efecto significativo sobre el nivel del factor de ductilidad de desplazamiento que puede ser logrado por los marcos; ya que, las longitudes grandes de articulación plástica conducen a factores de ductilidad de desplazamiento mayores disponibles para una curvatura última de una sección dada. En marcos de concreto reforzado convencional la longitud en la región de la trabe sobre la cual el refuerzo a tensión fluye, es considerada aproximadamente igual al peralte de la trabe; no obstante, algunos reglamentos la consideran como dos veces el peralte de la trabe.

El espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento (espiras) en las zonas de articulación plástica potencial de las trabes, es requerido no exceder menos de un cuarto del peralte de la trabe o seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal o 15 cm.; el cual, debe ser capaz de resistir la fuerza cortante de diseño completa por mecanismo de armadura. Por otro lado, el refuerzo transversal en los extremos de la columna debe ser espaciado no más que seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, para prevenir un pandeo prematuro del acero a compresión y eliminar la posibilidad de la formación de alguna articulación en la columna.

Las condiciones de continuidad entre los elementos del marco, dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión, por lo tanto, la conexión entre trabes y columnas debe ser capaz de soportar muchos ciclos de inversión de carga mientras exhiben un comportamiento dúctil; además, su diseño debe ser tal que los miembros adyacentes puedan disipar energía en una manera dúctil y se recomienda que la conexión de los elementos prefabricados quede fuera de las zonas de máximo momento.

Los conceptos de marcos dúctiles requieren que el diseño del sistema sea conforme a los siguientes pasos (referencia 14):

- 1.- La fuerza lateral sísmica E, ver figura 6.2, es usada para establecer el criterio de fluencia para la trabe:

$$M_u = (E/2) (h/2)$$

en donde M_u es la demanda de momento último sobre la columna la cual en este caso es la misma para la trabe.

- 2.- La resistencia a cortante de la trabe debe exceder el cortante generado en la trabe cuando se forma una articulación plástica (fluencia) en cada extremo de la trabe:

$$V_u \geq 2M_p/l_{\text{claro}} + V_D + V_L$$

donde:

V_u = Cortante último.

l_{claro} = Longitud del claro de la trabe, de extremo a extremo de la cara de la columna.

M_p = Momento real de fluencia (capacidad de momento plástico), el cual se puede desarrollar en una trabe diseñada para un momento último de M_u . Es usualmente supuesto para que $M_p = 1.25 M_n$, que incluye el efecto del endurecimiento por deformación del refuerzo y la posibilidad que la resistencia real de fluencia es mayor que la especificada.

M_n = Capacidad de momento nominal de la trabe.

V_D = Cortante creado por cargas muertas impuestas.

V_L = Cortante creado por cargas vivas impuestas.

- 3.- La resistencia de la columna debe exceder lo que es requerida para resistir cargas impuestas sobre cuando ocurre la fluencia en la trabe:

$$M_{cu} > M_{ps} \quad \text{cuando} \quad P_c = P \pm P_E$$

donde:

M_{cu} = Momento de diseño último para la columna.

M_{ps} = Momento real de fluencia para la trabe.

P = Cargas muertas y vivas no factorizadas.

$P_E = 2M_p/l_{claro}$, carga axial máxima posible inducida por el sismo sobre la columna, para todos los niveles encima de la columna en cuestión.

P_c = Carga axial de diseño última sobre la columna.

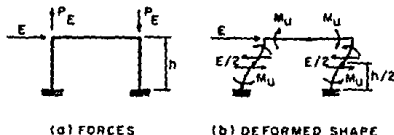


Figura 6.2. Marco dúctil idealizado.

El diseño de un marco dúctil requiere que el diseñador sepa donde de la estructura puede fluir y que fuerzas de esta fluencia pueden imponerse sobre los componentes del sistema.

6.1.1 Influencia de la Configuración de la Estructura Sobre el Comportamiento Sísmico

A menudo se cita el detallado de las conexiones como un factor clave del comportamiento sísmico, ya que en cuanto más integrada e interconectada esté una estructura, habrá más posibilidades de re distribución de carga; sin embargo, la configuración de la estruc tura también participa, ya que el número y la localización de los elementos resistentes se originan en el diseño arquitectónico y es tablecen un potencial de redistribución que puede ser efectivo me diante el adecuado detallado estructural (referencias 6 y 15).

Por lo que, la forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas tienen una influencia decisiva en la bondad del diseño sismo-resistente. Si en un principio se tiene una configuración deficiente, todo lo que el ingeniero estructural puede hacer es mejorar una solución básicamente deficiente lo mejor posible, con ciertas incertidumbr es en cuanto a su comportamiento ante un sismo. Ante esto, los ingenieros están reconociendo que la forma, simetría y distrib ción general de la construcción desarrolladas en la etapa conceptual, son más importantes, o contribuyen de manera más significativa en la determinación exacta de las fuerzas especificadas por re glamento.

La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo, ade más, contribuye a la utilización de conexiones mejor estudiadas creando la estandarización de diseños para varias soluciones de es tructuración prefabricada.

Una gran parte de la resistencia inherente del edificio a fuerzas laterales está determinada por su planta básica de distrib

ción, por lo que, los elementos estructurales deben distribuirse simétricamente en planta para evitar que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a solicitaciones muy altas de resistencia y ductilidad en los elementos como a sus conexiones, siendo mayores cuanto más alta sea la estructura. Ello obedece a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son más importantes en estructuras flexibles y existe menor posibilidad de que sean limitadas por disipación de energía en el intervalo inelástico.

En una estructura en zona de alto riesgo sísmico deben evitarse las irregularidades arquitectónicas en la forma de la planta y elevación, que hacen precario el equilibrio y dudosa la estabilidad ante cargas laterales. Son inconvenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces. Es poco adecuado, también, la esbeltez excesiva y la concentración de masas importantes a gran altura, ya que se incrementa notablemente las fuerzas de inercia y los momentos de volteo.

Es conveniente que las trabes y columnas estén en el mismo plano y que sus ejes se intersecten, así como, que no tengan cambios bruscos en sus dimensiones, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos a través de sus conexiones y que el detallado de éstas se facilite.

Por otra parte, debe proporcionarse la mayor continuidad y monolitismo posible al sistema estructural, es decir, mayor hiperestaticidad por medio de las conexiones de los elementos precolados sin convertirse en un mecanismo inestable, para que se desarrollen articulaciones plásticas con alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas y que la estructura muestre

un comportamiento aceptable ante sismos severos. Esto es, el comportamiento inelástico de estructuras hiperestáticas hace posible que tenga varias líneas escalonadas de defensa ante sismos, ya que varios elementos pueden llegar simultáneamente a la fluencia en zonas previstas, como "fusibles estructurales", en donde se concentra la mayor parte de la energía inducida por el sismo, sin que produzca daños graves al resto de la estructura porque aún quedan elementos restantes para seguir resistiendo el sismo.

Gran parte del problema sísmico se resolvería si todas las estructuras fueran de una forma regular, pero el aprovechamiento económico de los tamaños y distribuciones de los terrenos, los diversos requisitos de planeación para el uso eficiente del espacio y las proporciones estéticas agradables, requieren que el ingeniero estructural proporcione construcciones seguras de formas variadas.

6.1.2 Aproximación Analítica para Establecer la Resistencia Sísmica Disponible en Marcos de Concreto Prefabricado

El desarrollo de marcos dúctiles contruidos de concreto precolado, ha sido firmemente identificado como alta prioridad para investigaciones en diseño de concreto prefabricado. Este procedimiento proporciona un enlace analítico el cual puede presentar un mejor y más consistente criterio de diseño elástico para sistemas de conexión dúctiles, también, puede ser utilizado para comparar analíticamente la disipación de energía de diferentes materiales o conexiones en el rango no lineal de respuesta; al igual que puede permitir comparar las características de disipación de energía de marcos prefabricados de concreto con los marcos colados en sitio (referencia 13).

El sistema de ductilidad es usado para convertir los niveles de aceleración desarrollados por sistemas elásticos, a un criterio de "primera" fluencia apropiado para el diseño de una estructura.

Esta conversión hace posible utilizar técnicas de diseño elástico para desarrollar diseños de estructuras con una respuesta no lineal esperada.

El nivel deseado de sistema de ductilidad es generalmente logrado a través de una serie de requerimientos para el detallado de los componentes del sistema de conexión, que son intentados para maximizar la ductilidad del componente. Por lo que, para el desarrollo de marcos dúctiles se requiere que la resistencia de fluencia de la articulación dúctil, sea entonces usada como un criterio elástico para el diseño de todos los componentes del sistema.

Considerando como modelo para este análisis el marco mostrado en la figura 6.3a, y la intersección trabe-columna, figura 6.3b, en donde los puntos de inflexión pueden ocurrir en o cerca del centro del claro para ambas traveses y columnas, cuando el marco es sometido a cargas laterales grandes. Por otro lado, la deformación del conjunto de intersección trabe-columna, ver figura 6.4, la cual es parte de un marco dúctil, puede considerarse dentro de tres componentes: flexión de la columna, flexión de la trabe y rotación de la trabe después de la fluencia.

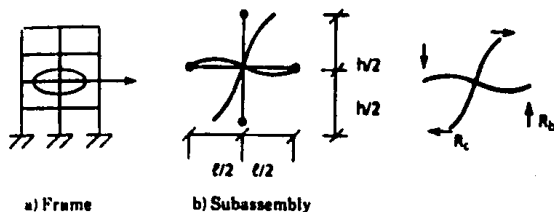


Figura 6.3. Modelo de la intersección trabe-columna de un marco dúctil.

Esto último se basa, como es usual en marcos dúctiles, que la columna es diseñada para permanecer elástica cuando las traveses adyacentes alcanzan la fluencia y que la zona del tablero permanece elástica con una deformación sin importancia.

Entonces el desplazamiento lateral de la intersección trabe-columna, Δ , puede ser establecido como la suma de:

$$\Delta = \delta_c + \delta_b + \delta_p$$

donde:

δ_c = desplazamiento lateral del componente asociado con la flexibilidad de la columna.

δ_b = desplazamiento lateral del componente asociado con la flexibilidad de la trabe.

δ_p = desplazamiento lateral del componente asociado con la flexibilidad de la trabe después de la fluencia.

En el límite proporcional o primera fluencia, la resistencia de la trabe controla el comportamiento de la intersección trabe-columna:

$$R_b = \frac{M_p}{l_b} \quad y \quad R_c = R_b \left(\frac{l}{h} \right) = \frac{M_p}{h} \left(\frac{l}{l_b} \right)$$

donde:

R_b = reacción de la trabe.

R_c = reacción de la columna.

M_p = momento real de fluencia (capacidad de momento plá-
stico).

Considerando que ambas traves tienen la misma resistencia
(M_p).

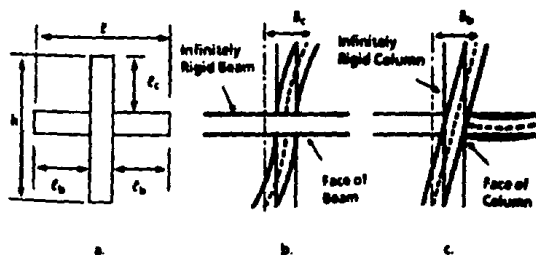


Figura 6.4. Deformación de los componentes del conjunto de intersección trabe-columna.

Los desplazamientos laterales elásticos de los componentes son:

$$\delta_c = \frac{2R_c l_c^3}{3E I_c} = \frac{2}{3} \left(\frac{M_p}{h} \right) \left(\frac{l}{l_b} \right) \left(\frac{l_c^3}{E I_c} \right)$$

y

$$\delta_b = \frac{R_b l_b^3}{3E I_b} \left(\frac{2}{l} \right) h = \frac{2}{3} (M_p) \left(\frac{l_b^2}{E I_b} \right) \left(\frac{h}{l} \right)$$

donde:

E = módulo de elasticidad del acero.

$I_{c,b}$ = momento de inercia de la columna y de la trabe respectivamente.

El componente posterior a la fluencia del desplazamiento lateral de entrepiso, puede ser expresado en términos de la curvatura última después de la fluencia (zona de articulación), ϕ_u , como:

$$c_y = \frac{f_y}{E} \quad \text{y} \quad \phi_y = \frac{c_y}{d/2}$$

$$\therefore \phi_u = \frac{15c_y}{d/2} = 15 \phi_y$$

donde:

c_y = deformación en la fluencia del acero.

f_y = resistencia del acero a la fluencia.

ϕ_y = curvatura en la fluencia.

$15c_y$ = deformación última o permisible.

$$\therefore \delta_p = \left[\phi_u l_p \left(l_b - \frac{l_p}{2} \right) \right] \left(\frac{2h}{l} \right)$$

donde:

l_p = longitud en la zona de articulación plástica, considerada como igual al peralte de la trabe.

La combinación de los componentes del desplazamiento lateral del entrepiso (Δ) se convierte a:

$$\Delta u = (\text{componente elástico, } \Delta \varepsilon) + (\text{componente posterior a la fluencia, } \Delta p)$$

donde:

Δu = deflexión última.

$\Delta \varepsilon$ = deflexión elástica.

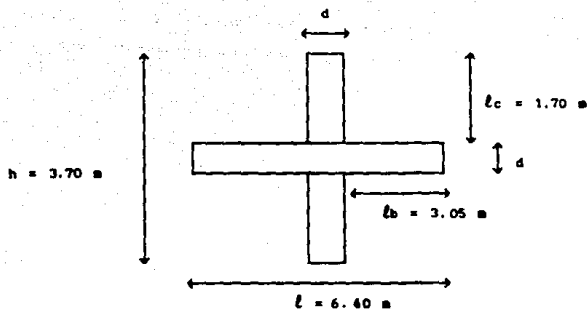
Δp = deflexión en la fluencia.

$$\Delta = \frac{2}{3} \left[\left(\frac{M_p}{h} \right) \left(\frac{l}{b} \right) \left(\frac{l_c^3}{E I_c} \right) + \left(\frac{M_p l_b^2}{E I_b} \right) \left(\frac{h}{l} \right) \right] + \left[(\phi_u l_b) \left(b - \frac{l_p}{2} \right) \left(\frac{2h}{l} \right) \right]$$

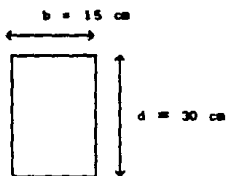
La ductilidad del sistema de la intersección trabe-columna, μ_s , es:

$$\mu_s = \frac{\Delta u}{\Delta \varepsilon}$$

Para ejemplificar esta aproximación analítica, consideremos el siguiente conjunto de intersección trabe-columna:



INTERSECCION TRABE-COLUMNA



DIMENSIONES PARA LA TRABE Y LA COLUMNA

Datos:

$$E = 2.0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,480 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (para la trabe)}$$

$$f_y = 3,450 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (para la columna)}$$

$$I_{c,b} = \frac{b d^3}{12} = \frac{(15)(30)^3}{12} = 33,750 \text{ cm}^4$$

$$M_p = \frac{b d^2}{4} f_y = \frac{(15)(30)^2}{4} (2480) = 837 \times 10^4 \text{ Kg-cm}$$

$$l_p = d = 30 \text{ cm}$$

$$\Delta \epsilon = \frac{2}{3} \left[\left(\frac{837 \times 10^4}{370} \right) \left(\frac{640}{305} \right) \left(\frac{(170)^3}{(2 \times 10^6)(33750)} \right) + \left(\frac{(837 \times 10^4)(305)^2}{(2 \times 10^6)(33750)} \right) \left(\frac{370}{640} \right) \right]$$

$$\Delta \epsilon = \frac{2}{3} [3.45 + 6.67] = 6.75 \text{ cm}$$

• $\Delta \epsilon = \underline{6.75 \text{ cm}}$ (deflexión elástica)

$$c_y = \frac{2480}{2 \times 10^6} = 1.24 \times 10^{-3} \text{ y } \phi_y = \frac{0.00124}{(30/2)} = 8.27 \times 10^{-5}$$

$$\phi_u = 15(8.27 \times 10^{-5}) = 1.24 \times 10^{-3}$$

• $\phi_u = \underline{1.24 \times 10^{-3}}$ (curvatura última en la fluencia)

$$\Delta p = (1.24 \times 10^{-3})(30) \left[\left(305 - \frac{30}{2} \right) \left(\frac{2 \times 370}{640} \right) \right] = 12.5 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \Delta_p = \underline{12.5 \text{ cm}} \text{ (deflexión en la fluencia)}$$

$$\mu_s = \frac{\Delta_u}{\Delta_E} = \frac{\Delta_E + \Delta_p}{\Delta_E} = \frac{6.75 + 12.5}{6.75} = 2.9$$

$$\bullet \quad \mu_s = \underline{2.9 \text{ (ductilidad del sistema de intersección)}}$$

Este valor relativamente bajo de ductilidad del sistema es asociado con deformaciones hasta 15 veces el valor de la fluencia en la zona de articulación plástica de la trabe, cuando el marco es sometido a cargas laterales.

6.2 REQUISITOS DE DISEÑO PARA CONEXIONES TRABE-COLUMNA

La falta de información sobre el comportamiento de conexiones momento-resistentes entre elementos prefabricados de concreto, ha limitado considerablemente la utilización de sistemas precolados de construcción en zonas con alta intensidad sísmica en nuestro país. Sin embargo, los criterios de diseño reglamentados para conexiones monolíticas en concreto reforzado colado en sitio, han servido como marco de referencia para diseños de conexiones en concreto prefabricado siempre y cuando el método utilizado de conexión garantice la continuidad de los elementos estructurales.

En nuestro país, estos criterios han sido de gran utilidad, ya que, una gran parte de las conexiones que se utilizan en estructuras prefabricadas son coladas en sitio; no obstante, éstos son limitados e insuficientes para otros diseños de conexión.

Las fallas en las conexiones trabe-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil, es por eso que los factores de carga usados en el diseño de las conexiones son por lo general mayores que los utilizados en los elementos que une, ya que a la conexión se le está confiando gran parte del comportamiento adecuado de la estructura; por esto es importante que en las conexiones continuas se logre desarrollar suficiente ductilidad, sobre todo ante la presencia de sismos.

De una manera muy general podría decirse que la conexión debe tener suficiente resistencia para desarrollar la capacidad de los elementos que integran el marco, su rigidez debe ser tal que se puedan mantener sin cambios los ángulos entre los elementos trabe-columna, que debe ser económica y sencilla en cuanto al grado de facilidad de montaje en campo, así como, garantizar una estabilidad adecuada durante el montaje.

Otros requisitos se han mencionado con mayor detenimiento en capítulos anteriores, especialmente en el capítulo 2 de este trabajo, de donde se concluye que tres aspectos pueden ser críticos en una conexión trabe-columna (referencia 5):

- La resistencia a cortante de la conexión.
- El anclaje del refuerzo (especialmente en columnas exteriores).
- El confinamiento del concreto dentro de la conexión.

Cuando la compresión axial en la columna es pequeña, se debe ignorar la contribución de la resistencia a cortante del concreto y suministrar refuerzo a cortante para toda la fuerza cortante de la conexión, que involucra un mecanismo de armadura del refuerzo a 45° dentro del núcleo de la unión. De la condición de fuerzas en la unión cuando se alcanzan los momentos máximos de las trabes en ambas caras de la conexión, figura 6.5, se tiene que el cortante en la conexión es:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_{col}$$

Sin embargo, su evaluación se dificulta porque el cortante en la columna, V_{col} , depende de la posición de los puntos de inflexión en la misma, cuando se forman las articulaciones plásticas en las trabes; por lo que, una expresión aproximada para calcular el cortante en la conexión trabe-columna es:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y \left(1 - \frac{1.5 h}{l_1 + l_2} \right)$$

Cuando un marco rígido está deformado por fuerzas horizontales, tanto las columnas como las trabes tienen sentidos de curvatura opuestos a cada lado del nudo, en consecuencia, los esfuerzos de tensión en una cara pasan a ser de compresión en la misma cara del lado opuesto del nudo y viceversa; este cambio brusco debe desarrollarse en el interior del nudo. El cambio de sentido de los esfuer-

zos en el acero de refuerzo debe producirse por un anclaje mecánico y total del refuerzo, o bien por medio de la usual adherencia entre el concreto y las varillas de acero.

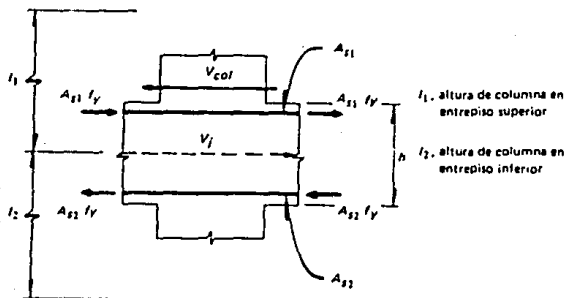


Figura 6.5. Fuerza cortante en una conexión trabe-columna.

Cuando la estructura se diseña por el método de "resistencia", para que pueda desarrollarse la capacidad total del acero de refuerzo es necesario que las varillas queden ancladas dentro del nudo y en una forma compatible con las deformaciones; ésto es, si el anclaje se hace por adherencia, que es lo común, la longitud de la varilla dentro del nudo debe ser suficiente para lograr que los esfuerzos pasen del máximo de tensión a cero, y de cero al máximo de compresión. Si la longitud de anclaje es insuficiente, se deben cambiar las varillas por unas de menor diámetro para lograr desarrollar la adherencia (referencia 4).

Las fallas de anclaje en conexiones exteriores han sido de las más frecuentes debido a la pérdida inevitable de adherencia en la

cara interna, ante esto, se debe calcular la longitud de desarrollo del refuerzo de la trabe a partir del principio del doblez a 90° , y no desde de la cara de la columna; además, para columnas poco peraltadas será necesario ensanchar la columna en esa zona para aumentar la longitud de anclaje requerida.

Los esfuerzos cortantes y los de compresión diagonal dentro de la unión causan la destrucción eventual del núcleo de concreto cuando se presentan cargas cíclicas de alta intensidad, especialmente si se permite que fluya el refuerzo a cortante. En consecuencia es imperativo el confinamiento efectivo en la unión, con un espaciamiento del refuerzo no mayor que el utilizado en los extremos de las columnas, sin importar la intensidad de carga axial en las columnas; siendo esto en particular para columnas perimetrales.

Por otra parte, cuando la transmisión de momento flexionante en una conexión se confía al acero de refuerzo y al concreto colado en sitio, se debe procurar especial atención a posibles discrepancias en la posición del refuerzo, a la calidad, vibrado y curado del concreto; cuando se utilicen accesorios metálicos soldados, la soldadura debe ser capaz de desarrollar un esfuerzo superior al de fluencia del acero de refuerzo y de los accesorios.

Además, en el diseño de conexiones debe siempre incluirse la posibilidad de la existencia de esfuerzos de torsión debidos a cargas asimétricas, y esfuerzos temporales como agrietamientos, desplazamientos relativos, así como, cambios volumétricos debidos a la temperatura y flujo plástico del concreto.

Cuando se utilicen ménsulas de concreto o de acero, la totalidad de la fuerza cortante debe transmitirse por la sección de la ménsula al paño de la columna, y el diseño de estos soportes debe ser adecuado para evitar que se presenten mecanismos de falla locales.

6.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO EN BASE A LA UBICACION DE LA CONEXION EN EL MARCO

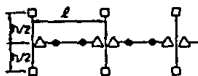
Los marcos de concreto prefabricado pueden ser clasificados con forme a la ubicación de la conexión de sus elementos y la ubicación prevista de la fluencia o articulación plástica (referencia 14); ante ésto se pueden identificar cuatro tipos básicamente:

(1)



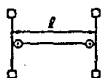
Los elementos prefabricados son colados de manera que la ubicación de las conexiones es en zonas de menor demanda de momento; generalmente la columna es colada en una sola pieza.

(2)



Las conexiones (momento-resistentes) de las traveses con las columnas se localizan en zonas de máximo momento, pero la articulación plástica no ocurre en la conexión.

(3)



Las conexiones trabe-columna se localizan en zonas de máximo momento, donde se espera que se forme una articulación plástica.

(4)



La articulación plástica ocurre en la zona de máximo momento de la trabe, pero lejos de la zona de conexión.

Simbología para identificar el comportamiento y características de construcción de la conexión:

- A conexión rígida, sin fluencia entre elementos precolados
- O conexión dúctil, disipadora de energía entre elementos precolados
- conexión articulada entre elementos precolados
- zona de articulación plástica (primera fluencia)

A) Conexiones articuladas

Para el primer caso donde la ubicación de la conexión es en una zona de momento mínimo, ver figuras (1) y 6.6, en el diseño se debe admitir que puede ocurrir momentos accidentales y permitir transferir cortante conjuntamente con la presencia de rotaciones cíclicas. Las demandas de momento en la trabe pueden ser usualmente mayores que las impuestas sobre la conexión en la columna, por lo que, la influencia de modos de vibración altos y las variaciones asociadas en la demanda de momento deben, por supuesto, ser consideradas.

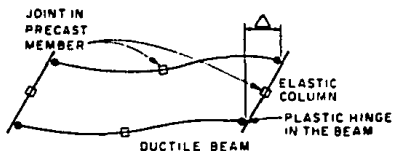


Figura 6.6. Deformaciones de un tablero de marco rígido.

Si por otro lado, la conexión entre los elementos precolados es libre para girar, las demandas rotacionales impuestas sobre la conexión de la trabe y de la columna son una función de la geometría, de la rotación elástica en la conexión y de la rotación en la articulación plástica posterior a la fluencia. Sin embargo, se ha observado que la cantidad de rotación que puede presentarse en la articulación plástica puede no tener efecto sobre la demanda rotacional en la conexión, por lo que ésta probablemente puede ser pequeña en conexiones articuladas.

B) Conexiones dúctiles con disipación de energía

En el tercer caso, figura (3), donde la articulación plástica se puede formar en la zona de conexión, es importante que la conexión sea capaz de mantener ciclos de rotación después de la fluencia sin reducir la capacidad de momento o cortante de la conexión. Este es un problema analítico complejo en donde poco esfuerzo ha sido empleado para confirmar procedimientos analíticos con programas de pruebas experimentales, ante esto, los diseñadores tratan de que la articulación no coincida con la región de la conexión, tal como se observa en el caso de la figura (2).

Desafortunadamente, la ubicación de la articulación y la conexión en la misma región, figura (3), probablemente produce el tipo de construcción más económico donde el costo de la conexión no es prohibitivo, ya que, las economías se derivan principalmente del hecho de que las columnas se fabrican sin extensiones de trabe, lo que resulta fácil su transportación y manejo, y pueden ser fabricadas para varios niveles de ese modo reduciendo el número de piezas. Por lo tanto, una conexión económica y un procedimiento analítico para asegurar el comportamiento adecuado, debe ser el principal objetivo de las investigaciones futuras.

Los procedimientos utilizados para pronosticar el comportamiento de una articulación después de la fluencia, empiezan por estimar una longitud de la articulación; las curvaturas y deformaciones en la zona de articulación plástica son entonces estimadas y comparadas con los resultados de pruebas, para evaluar el procedimiento de diseño. El proceso analítico siguiente relaciona la curvatura, ϕ , para la deflexión del extremo de un componente sismo-resistente de intersección trabe-columna:

$$\Delta = \phi_y(l/3) + (\phi_u - \phi_y)l_p[l - (l_p/2)]$$

donde:

Δ = deflexión del extremo

l_p = longitud de articulación plástica

ϕ_y = curvatura en la fluencia

ϕ_u = curvatura última

En la figura 6.7, se muestra la relación desplazamiento-curvatura gráficamente en la zona de articulación de un miembro a flexión.

C) Conexiones rígidas sin fluencia

Una alternativa lógica para el problema creado cuando la conexión entre miembros precolados es coincidente con la ubicación de la articulación plástica, es alejar a la articulación lejos de la conexión como se muestra en el caso de la figura (2). Para este caso, la capacidad elástica en la cara de la columna debe exceder lo generado en la región de la articulación plástica desarrollada en la trabe.

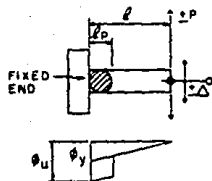


Figura 6.7. Relación desplazamiento-curvatura en una región de articulación plástica.

La capacidad de momento elástico en la cara de la columna "M_J", figura 6.8, debe ser mayor que la capacidad de momento plástico en la zona de articulación:

$$M_J > \frac{l}{l - l' - (l_p/2)} (M_p)$$

Las rotaciones que pueden ocurrir en la articulación plástica de la trabe de este caso, pueden ser claramente mayores que aquellas generadas sobre el sistema del caso de la figura (3). Las variaciones sobre esta aproximación de diseño son numerosas y todo lo que el diseñador necesita hacer es satisfacer que existe capacidad elástica adecuada en la conexión entre los elementos precolados y que las rotaciones y deformaciones en la articulación plástica puedan ser sostenidas.

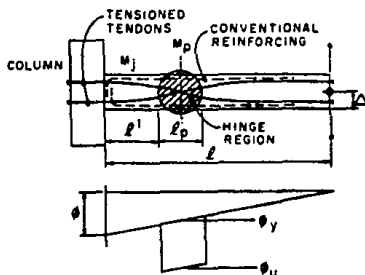


Figura 6.8. Conexión trabe-columna con articulación plástica fuera de la unión.

La ubicación de la conexión en la zona de máximo momento sobre la columna pero todavía fuera de la región de la articulación, figura (4), presenta una alternativa interesante para detalles de conexión. Los problemas planteados por las dos alternativas anteriores son evitados, puesto que las traveses precoladas son continuas a través de las zonas de soporte de las columnas y las articulaciones plásticas ocurren en secciones de concreto monolítico; el único problema es la pérdida de rapidez del montaje. A fin de efectuar esta alternativa, la capacidad de momento de la columna en la conexión debe ser mayor que la generada cuando la articulación se forma en la trabe.

" CONCLUSIONES "

Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión, es por eso que, en el diseño por sismo, la conexión y la zona de intersección entre trabes y columnas debe diseñarse para que puedan presentarse las articulaciones plásticas en las trabes sin que se llegue a presentar fallas en la conexión; su comportamiento debe ser igual en calidad al de los elementos que una bajo cargas de servicio y debe permitir a éstos desarrollar su capacidad total.

La ductilidad de las conexiones en estructuras prefabricadas de concreto, debe ser empleada efectivamente para contribuir en la ductilidad total de la estructura, especialmente en zonas sísmicas, a través de asegurar un adecuado anclaje de los elementos utilizados para efectuar la conexión, evitando que se presenten deslizamientos.

El diseño satisfactorio de las conexiones no puede lograrse sin considerar, también, los requisitos correspondientes a la fabricación, tolerancias y montaje; se debe seleccionar en caso de presentarse varias alternativas, el mejor detalle que proporcione una fabricación estandarizada para así mejorar el control de calidad en la planta y que contribuya a una producción más económica.

La selección de tolerancias para conexiones es tan importante como el análisis estructural, aunque es elemental, frecuentemente se pasa por alto el espacio adecuado para hacer la conexión; por lo que, todas las conexiones deberán preverse con la tolerancia má

xima que sea factible, tanto estructural como arquitectónicamente.

La sencillez de las conexiones es un requisito básico que frecuentemente se olvida, ya que, la economía de una conexión no depende de la cantidad de materiales utilizados sino de la sencillez con que puede realizarse y del grado en que se facilite el montaje; por lo cual, una conexión complicada siempre tendrá mayor riesgo de quedar defectuosa, además de requerir una supervisión más cuidadosa.

De las conexiones trabe-columna recomendadas por el PCI, es evidente que las conexiones compuestas son las que ofrecen detalles adecuados para zonas sísmicas; éstas deben ser analizadas detenidamente para que puedan tener alguna aplicación en estructuras prefabricadas de nuestro país.

De las conexiones trabe-columna ensayadas en el primer estudio experimental presentado, la conexión compuesta (con la parte superior colada en sitio y la inferior prefabricada) es la que promete un mejor comportamiento sísmico con una elevada ductilidad y disipación de energía; como este detalle es muy semejante al utilizado comúnmente en estructuras de nuestro país, indica que éstos detalles pueden ser los más apropiados para su uso en zonas sísmicas; sin embargo, es conveniente efectuar pruebas que permitan tener mayor confianza en su aplicación futura.

Además, la ubicación de las articulaciones plásticas fuera de la conexión debe ser un criterio importante para mantener elástica la zona de conexión e impedir que se presenten fallas.

En el caso del sistema constructivo presentado en el segundo estudio experimental, puede ser una alternativa muy útil para aquellos estructuristas que desconfían de la prefabricación, ya que,

pueden tener ahorros considerables en el cimbrado y a la vez tener una construcción totalmente monolítica en las conexiones.

Aunque las conexiones que se utilizan en nuestro país, han mostrado un comportamiento satisfactorio ante efectos sísmicos intensos, es conveniente realizar pruebas de laboratorio a las conexiones seleccionadas como de uso más común, para lograr determinar más a fondo el comportamiento y conocer hasta qué grado se puede garantizar la ductilidad en éstas, y definir criterios para comparar la misma entre las conexiones.

En base a esto y a una evaluación cuidadosa de las experiencias disponibles, se debe intentar la reglamentación del diseño de las conexiones, la definición de estructuraciones típicas, el desarrollo de nuevos productos y sistemas constructivos, y divulgar estos conocimientos y resultados para un mejor desarrollo de la prefabricación en México.

De cumplirse lo anterior, es factible que se incremente el mercado de los elementos prefabricados de concreto y el reto que afrontaran estos sistemas constructivos será proporcionar mejor calidad, mayor rapidez y un menor costo.

La resistencia a cortante de la conexión, el anclaje del refuerzo y el confinamiento del concreto dentro de la conexión, son aspectos críticos en una conexión trabe-columna; por lo cual, deben ser considerados como aspectos primordiales para futuras investigaciones en nuestro país. Además, deben desarrollarse más los procedimientos de diseño utilizados para pronosticar el comportamiento de una articulación plástica después de la fluencia.

Por último, debido al gran crecimiento demográfico de nuestro país que cuenta con grandes necesidades en lo referente a infraes

estructura y a servicios, es indispensable modificar algunas tendencias actuales de la prefabricación, para que ésta ofrezca en un futuro mayores alternativas que solventen a dichas necesidades.

1. "DISEÑO DE CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO" (Manual PCI), Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., 1976.
2. "CONNECTION FOR PRECAST PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS INCLUDING EARTHQUAKE RESISTENCE" Technical Report No.2, Prestressed Concrete Institute - PCI, Chicago 1982.
3. "DESIGN AND TYPICAL DETAILS OF CONNECTIONS FOR PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE" PCI Manual, Chicago 1988.
4. "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO" R. Park y T. Paulay, ed. Limusa, 1975.
5. "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS" E. Bazán y R. Meli, ed. Limusa, 1985.
6. "DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS" D. J. Dowrick, ed. Limusa, 1984.
7. "CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO" J. Riobóo y F. Moreno, Revista IMCYC, vol.8 no.48, enero-febrero 1971.
8. "ANCLAJE ESTRUCTURAL EN CONCRETO PRESFORZADO Y PREFABRICADO" T. Hansonn, Revista IMCYC, vol.8 no.45, julio-agosto 1970.
9. "A PRECAST PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURAL SYSTEM FOR BUILDINGS LOCATED IN HIGH SEISMIC ZONES" J. Riobóo, PCI Journal, march-april 1990.
10. "CRITERIOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS SUJETAS A SISMO" J. Riobóo y F. Robles, Revista Ingeniería Sísmica, mayo-junio 1969.
11. "SEISMIC RESISTANCE OF FRAMES INCORPORATING PRECAST PRESTRESSED CONCRETE BEAM SHELLS" R. Park y D. Bull, PCI Journal, july-august 1986.

-
12. "CONNECTIONS BETWEEN PRECAST ELEMENTS - FAILURE OUTSIDE CONNECTION REGION" C. Wolfgram, O. Amu y C. Tarzikhan, Structural Engineering Journal, vol.115 no.2, february 1989.
 13. "AN ANALYTICAL APPROACH TO ESTABLISHING THE SEISMIC RESISTANCE AVAILABLE IN PRECAST CONCRETE FRAME STRUCTURES" R. Englekirk, PCI Journal, january-february 1989.
 14. "CONCEPTS FOR THE DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE RESISTANT DUCTIL FRAMES OF PRECAST CONCRETE" R. Englekirk, PCI Journal, january-february 1987.
 15. "CONFIGURACION Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS" C. Arnold y R. Reitherman, ed. Limusa, 1987.