

Capítulo 3

ESTRUCTURACIÓN CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

3.1 SISTEMAS DE PISO

3.1.1 Introducción

El empleo de sistemas de piso de concreto prefabricado puede ser un paso importante en la solución del problema de vivienda en México. También son útiles en edificaciones para otros fines como comerciales, industriales u oficinas. En la actualidad, principalmente por la poca difusión en México de este tipo de sistemas de piso, su empleo no ha sido muy amplio. Sin embargo, dada la tendencia actual de cambios asociados a procesos de innovación tecnológica, es de esperarse que en un futuro cercano se utilicen más los sistemas de piso prefabricados.

Los tipos de sistemas de piso más comunes en México que se describen de manera detallada más adelante se pueden dividir en tres grupos:

- Vigüeta y bovedilla, y doble T de poco peralte ($h < 30$ cm)
- Losa alveolar o extruida
- T, TT y ATT para claros grandes

El sistema a base de vigüeta y bovedilla, así como la TT de poco peralte, se emplean principalmente en edificaciones habitacionales hasta de cinco niveles, aun cuando es factible su uso en edificaciones de mayor altura.

Las losas alveolares se fabrican en un molde con un proceso de extrusión, quedando una sección transversal hueca.

Dependiendo del peralte de la losa, se pueden emplear para cubrir diversos claros, principalmente entre 8 y 12 m, aunque se producen en el país este tipo de losas para claros menores, a partir de 3 m.

Las losas T que se producen en México para edificaciones, cubren claros desde 6 m hasta alrededor de 12 m. Algunas secciones T y TT cubren claros mayores, entre 10 y 25m.

3.1.2 Vigüeta pretensada y bovedilla

El sistema de piso denominado Vigüeta y Bovedilla está formado por elementos pretensados portantes (vigüeta pretensada), bovedilla de cemento-arena y una losa de compresión hecha de concreto de $f'_c = 200$ kg/cm², con espesor mínimo de 4 cm. La losa generalmente está armada con una malla electrosoldada 6x6-10/10 y rodeada perimetralmente con una cadena o trabe armada con 4 varillas y estribos en la que la vigüeta penetra por lo menos 5 cm. La Figura 3.1 muestra un detalle general del sistema constructivo a base de vigüeta y bovedilla. Este sistema se usa actualmente en casas y edificios de 1 a 5 niveles, básicamente en los proyectos de interés social que ejecutan los organismos oficiales y particulares. El reglamento de construcciones del Distrito Federal no contiene nada referente a este sistema de piso, por lo que en este Manual se dan comentarios y recomendaciones al respecto.

El sistema de vigueta y bovedilla ha sido satisfactorio en edificaciones habitacionales de pocos niveles pero su uso no está restringido solamente a estas edificaciones. Se ha utilizado en edificios de 10 y 15 niveles, puentes peatonales y vehiculares, techumbres de naves industriales, losas para tapar los cajones de cimentación, estacionamientos y andenes de carga y descarga,

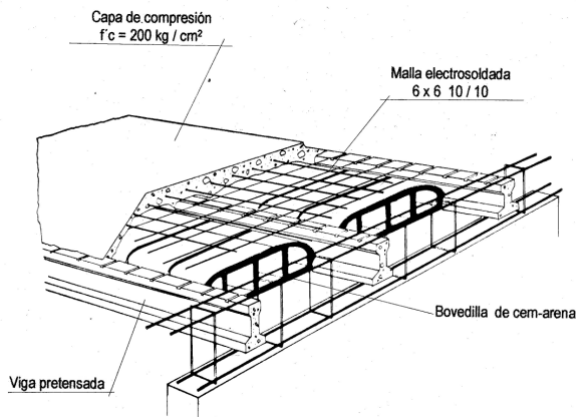


Figura 3.1 Sistema de piso de vigueta y bovedilla

entre otros.

Los fabricantes de vigueta pretensada las producen con distintos peraltes. Por ejemplo: $h = 11, 13, 14, 15, 16, 20$ y 30 cm. Las bovedillas de cemento-arena se fabrican en alturas de $13, 14, 15, 16, 20$ y 26 cm y en cualquier altura cuando se trata de bovedilla de poliestireno.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE VIGUETA Y BOVEDILLA

1. Determinación de las cargas actuantes

- Carga muerta (peso propio del sistema), se debe seleccionar el peralte total del sistema y el tipo de bovedilla a usar, por ejemplo, de cemento-arena, pómez, poliestireno o sin bovedillas utilizando módulos recuperables
- Acabados
- Carga Viva

2. Selección del peralte total del sistema

La Norma Oficial Mexicana de Vigueta y Bovedilla NOM-000-SCFI-1995 estipula que el peralte total h del sistema debe ser mínimo el claro de cálculo dividido entre 25, entendiéndose por

claro de cálculo la longitud de la vigueta (por ejemplo, para un claro de 500 cm; $h = 500/25 = 20$ cm).

3. Selección del peralte de la vigueta a usar en el sistema

La capacidad de carga gravitacional del sistema está dada por dos variables:

- La cantidad y fuerza de tensado del acero de presfuerzo de las viguetas.
- La distancia que hay del centroide del acero de presfuerzo a la fibra superior en compresión (lecho alto de la losa o capa de compresión).

Bajo este razonamiento, cualquier vigueta que tenga la cantidad de acero requerida puede usarse y estará dentro de los límites razonables de costo.

4. Procedimiento para evaluar si se requiere que el sistema se apuntale antes y durante el colado del firme, losa de compresión

Las cargas que van a actuar durante el proceso de construcción de un sistema de vigueta y bovedilla son:

- Peso propio de la vigueta y bovedilla (dado por el fabricante de los elementos)
- Peso propio del concreto de la losa de compresión ($2,200$ kg/m³)
- Carga viva de los trabajadores (se consideran 100 kg/m²)

Con la suma de estas tres cargas se consulta el manual del fabricante para seleccionar el peralte y tipo de viga que se recomienda para cada claro. Se debe tener en cuenta que la distancia del centroide del acero a la fibra superior en compresión corresponde a la de la vigueta como elemento aislado.

La solución más económica será cuando coincida la vigueta que se requiere durante el proceso constructivo, con la vigueta que se requiere para las cargas finales a que va a estar sometido el sistema. Si la viga requerida durante el procedimiento de construcción tiene que ser de mayor peralte y tener más acero que la viga requerida para el sistema, se recomienda usar la viga seleccionada para el sistema y apuntalarla durante el proceso de construcción.

La distancia del apuntalamiento está dada por

$$l = \sqrt{\frac{8 * M}{w}}$$

donde:

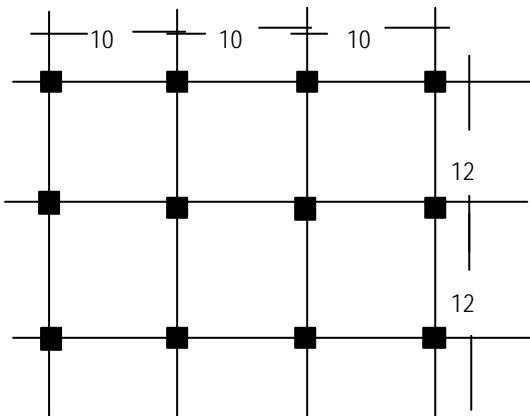
- l = Distancia entre puntales
- M = Momento de la viga que usará el sistema sin factor de reducción o aumento)
- w = Carga uniforme actuante durante el apuntalamiento (total: peso de viguetas, bovedillas, concreto y trabajadores)

5. Obtención del peralte de la losa de compresión y determinación de qué tipo de malla electrosoldada debe colocarse.

Se efectúa el análisis de una franja de losa apoyada sobre las viguetas pretensadas (por ejemplo 70 ó 75 cm). Se analiza con las cargas a las cuales va a estar sujeta esta losa de acuerdo a su uso (carga muerta + carga viva). Se diseña como si fuera una losa de concreto reforzado calculando el refuerzo por la teoría plástica y revisado por cortante y por deflexiones

La recomendación en losas para uso habitacional es que la losa de compresión deberá tener un peralte mínimo de 4 cm sobre la bovedilla armada con malla 6x6-10/10 y concreto de $f'c = 200$ kg/cm². Para otros usos el peralte y armado deberá determinarse con el método descrito anteriormente, pero no será menor que 5 cm de peralte. El concreto deberá ser de al menos 200 kg/cm² de resistencia y el refuerzo no debe ser menor que una malla electrosoldada de 6x6-10/10.

Una vez determinados los puntos 1 a 5 se procede a efectuar el análisis final que se describe a continuación.



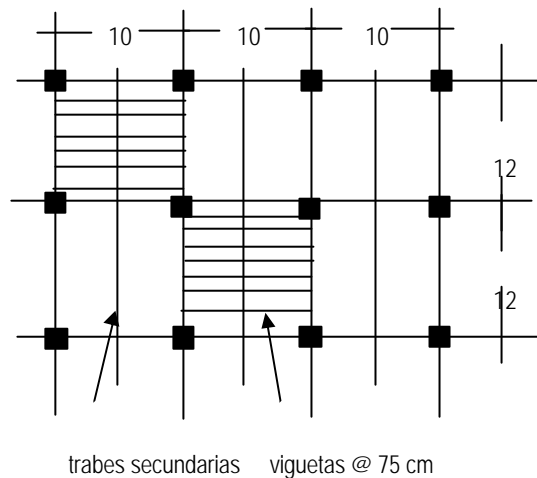
ANÁLISIS FINAL

Tableros Aislados: El análisis es relativamente sencillo. Se calculan los elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante) en la parte más desfavorable y se observa en la tabla

de los fabricantes para encontrar el tipo de vigueta que satisfaga estas condiciones (por ejemplo, franja de ancho unitario).

Tableros Continuos: Para tableros continuos de varios claros, lo que se recomienda es que se distribuya la vigueta de forma tal que sean colineales para entonces analizar una franja de ancho unitario y aplicar cualquier método de distribución de momentos. Del diagrama de momentos flexionantes se determina el acero superior de la vigueta y se toma el ancho de la vigueta como bloque de compresión, se arma por momento negativo con bastones encima de la vigueta en los apoyos, considerando el peralte total del sistema. Para momento positivo se busca el tipo de vigueta a usarse como si fuera tablero aislado (buscar en los manuales de los fabricantes).

Ejemplo. Se empleará como ejemplo un edificio de 3 niveles para estacionamiento, con una planta de 24 x 30 m, con separación a ejes de 12 y 10 m respectivamente. Para estos casos lo más recomendable es colocar trabes intermedias para dividir los ejes de 10 m y obtener claros de 5 m para el sistema de vigueta y bovedilla, quedando como se indica en la siguiente figura.



1. Cargas

Losa de vigueta y bovedilla, $h=500/25=20$ cm	250 kg/m ²
Acabados de piso	100 kg/m ²
c. viva (RCDF)	250
kg/m ²	600 kg/m ²

Analizando una franja unitaria longitudinal con las cargas totales tenemos para el sistema con cargas totales para su uso.

$$w = 0.6 \text{ T/m}$$

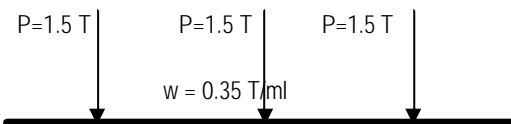


claro	5		5		5	
FD	0.43	0.57	0.5	0.5	0.5	0.5
MI	-1.56	1.04	-1.04	1.04	-1.04	
MD	0.22	0.30	----			
T			0.15	0.1		
MD			0.07	0.07		
MF.	-1.34	1.34	-0.96	0.96	-1.04	
V	1.25	-1.25	1.25	-1.25	1.25	-1.25
C	0.27	-0.27	0.08	0.08		
Vf	0.98	-1.52	1.33	-1.17	1.25	1.25

Donde:

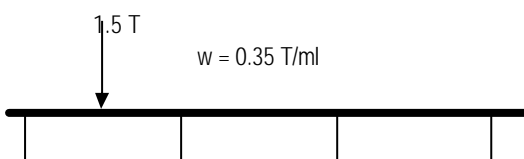
- FD = Factor de distribución
- MI = Momento inicial
- MD = Momento distribuido
- T = Transporte
- MF = Momento final de la distribución
- V = Cortante isostático
- C = Corrección por momento
- Vf = Cortante final

El RCDF-93 requiere considerar en el análisis una carga adicional de 1.5 T en el punto más desfavorable. Por lo tanto analizaremos esta condición.



claro	5		5		5	
Mw	0.43	0.57	0.5	0.5	0.5	0.5
	-1.09	0.73	-0.73	0.73	-0.73	-0.73
	-1.4	0.95	-0.95	0.95	-0.95	-0.95
	-2.49	1.68	-1.61	1.61	-1.61	
	0.35	0.46	0.23			
			-0.12			
MF	-2.14	2.14				
	-2.14	2.14	-1.49	1.49	-1.61	
V	1.55	-1.55	1.55	-1.55	1.55	-1.55
C	0.43	0.43	0.13	0.13		
Vf	1.12	-1.98	1.68	-1.42	1.55	-1.55

Tomando la carga concentrada solamente en el 1er tablero.



	-2.99	0.73	-0.73	0.73	-0.73
	0.97	1.29	0.64		
			-0.32	-0.32	
	-2.02	2.02	-0.41	0.41	-0.73

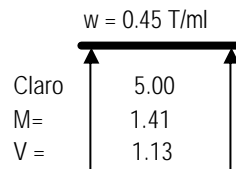
Descartamos esta posibilidad, ya que la anterior es más crítica.

ANÁLISIS DE LOS TABLEROS DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO

Vigas aisladas

Considerando la viga simplemente apoyada:

Cargas de peso propio +100 kg (carga viva).



Por lo tanto tenemos los siguientes elementos y condiciones:

Para la viga sola autoportante: M = 1.41 T m, V = 1.13 T

Para la viga del sistema: M = 1.89 T m, V = 1.98 T

Y corresponden de la tabla del fabricante.

1er caso en viga P20 T-7 (sola)

2º caso en viga P13 T-8 (sistema)

La determinación final por costos, en este caso sería P13 T-8.

Se realizó otro análisis aumentando el peralte del sistema a h=25 cm; cambiando la bovedilla a poliestireno, se ahorrarán 25 kg/m²

Por peso propio, tomando los mismos elementos mecánicos, tenemos:

$$M+ = \frac{P_l}{4} + \frac{w l^2}{8} - \frac{M}{2}$$

$$M+ = \frac{1.5 \times 5}{4} + \frac{0.35 \times 5^2}{8} - \frac{2.14}{2} = 1.89 \text{ T-m}$$

$$V_f = 1.98 \text{ T}$$

De las tablas de los fabricantes se desprende que para la viga P13 T-4

$$M_R = 1820 \text{ kg-m} < 1890 \text{ kg-m}$$

$$V_R = 3052 \text{ kg} > 1980 \text{ kg}$$

De aquí hay que comparar el costo de las viguetas P13 T-8 contra P13 T-4 y la bovedilla cemento-arena 75/25/16 contra la bovedilla 75/25/20 de poliestireno, y escoger la opción más económica.

El apuntalamiento está dado por:

M_R = momento resistente de la viga seleccionada por el sistema (P13, T-4, $M_R = 0.302 \text{ T-m}$)

$$l = \sqrt{\frac{8M_R}{w}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 0.302}{0.45}} = 2.31 \text{ m}$$

Para obtener el peralte de la losa (firme) de compresión, se procede a analizar una franja unitaria continua sobre viguetas.

Para nuestro ejemplo, la franja unitaria sobre viguetas será la siguiente: la carga concentrada corresponde a una sola llanta de una camioneta Suburban cargada (3 toneladas de peso propio + pasajeros + gasolina + equipaje)

	0.75 T					
	w = 0.5 T / m					
	75cm		75cm		75cm	
claro	0	0.43	0.57	0.50	0.50	0.50
FD		-0.04	0.02	-0.02	0.02	-0.02
		-0.1				
M_T		-0.14	0.02	-0.02	0.02	-0.02
MD		0.05	0.07			
T				0.03		
MD				-0.01		-0.02
MF		-0.09	0.09	0.00	0.00	-0.02
V	0.56	-0.56	0.19	-0.19	0.19	-0.19
C	0.12	-0.12	0.12	0.12		
Vf	0.44	-0.68	0.31	-0.07	0.19	-0.19

Con este momento al centro del claro se diseña la losa por momento y cortante. Por ejemplo:

$$d = \frac{680}{100 \times 5} = 1.36 \text{ cm por cortante}$$

tomamos $h = 5 \text{ cm}$

cantidad de acero para $h = 6 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{13500}{2500 \times 0.9 \times 5} = 1.2 \text{ cm}^2$$

que la malla 6x6-6/6 cumple.

En el apoyo el brazo de palanca aumenta, por lo tanto se deja el mismo armado (malla).

TABLEROS AISLADOS

Para tableros aislados el análisis es muy simple, se calculan los elementos mecánicos (momento flexionante y cortante) en la sección más desfavorable y se entra a las tablas de los fabricantes, para encontrar el tipo de viga que satisfaga estas condiciones.

Por ejemplo (franja de ancho unitaria).

$$w = 0.35 \text{ T / m}$$

$$\frac{1.5 \text{ T}}{2.5 \text{ m}}$$

$$5.00 \text{ m}$$

$$M_d = \frac{Pl}{4} + \frac{wl^2}{8} = \frac{1.5 \times 5}{4} + \frac{0.35 \times 5^2}{8} = 2.97 \text{ T-m}$$

En la Tabla 3.1, de 25+5 con viga P 13, vemos que la #5 satisface una $w_{serv} = 3.116 = 2.97 \text{ T-m}$, por lo que se acepta.

Se coloca el acero correspondiente al 25 por ciento de M_d .

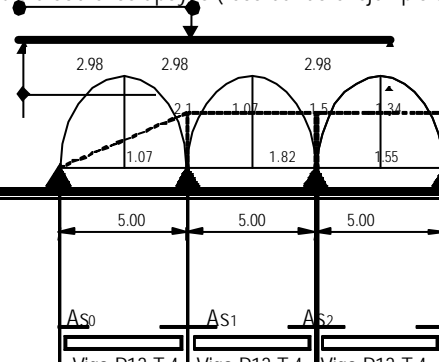
$$A_s = \frac{0.25 \times 2.96 \times 0.75}{2000 \times 0.9 \times 28} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$= 1 \text{ } \emptyset \frac{1}{2} \text{ " arriba de cada nervadura}$$

Nota: $0.75 \text{ m}^2 = \text{área tributaria de cada viga}$

TABLEROS CONTINUOS

Para nuestro ejemplo se debe obtener la cantidad de acero que requiera sobre los apoyos (recordando el ejemplo anterior)



$$A_{s2} = \frac{150000}{2000 \times 0.9 \times 2} = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{161000}{2000 \times 0.9 \times 2} = 4.07 \text{ cm}^2$$

Por norma

$$A_{s0} = \frac{1}{4} \frac{182000}{2000 \times 0.9 \times 2} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Para los momentos negativos (bastones):

$$A_{s1} = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{214000}{2000 \times 0.9 \times 2} = 5.40 \text{ cm}^2$$

Los momentos positivos de diseño en vigas son: $M = 1.91 \text{ T-m}$, $M = 1.07 \text{ T-m}$ y $M = 1.34 \text{ T-m}$

Tabla 3.1 Ficha de características técnicas de vigueta pretensadas

TIPO DE FORJADO	DE TIPO VIGUETA	FLEXION POSITIVA (POR M) (4)							FLEXION NEGATIVA (POR M) (4)					CORTANTE ULTIMO POR M Kp/m	
		MTO. ULTIMO m.Kp/m	MTO. FISUR m.Kp/m	RIGIDEZ m2.Mp/m		MTO. DE SERVICIO SEGÚN AMBIENTE (m.Kp/m) (5)			REFUERZO SUPERIOR POR NERVIOS	MTO. ULTIMO (m.Kp/m)		MTO. FISUR m.Kp/m	RIGIDEZ (m2.Mp/m)		
				TOTAL	FISUR	I	II	III		SECCION TIPO	SECCION MACIZA		TOTAL		FISUR
(25+5)/75 con T.13	1	1022	1003	1743	-	1022	1003	488	1No. 8 + 1No. 6 2No. 8	-	-	2268	1743	126	2779
	2	1687	1392	1743	-	1658	1392	870	1No.10 + 1No. 8 1No.12 + 1No. 6	-	-	1778	-	157	2779
	3	2532	1848	1743	-	2119	1848	1317	2No.10 1No.12 + 1No. 8	-	-	1973	-	196	2806
	4	3250	2423	1743	-	2698	2423	1884	1No.12 + 1No.10 2No.12	-	-	2045	-	211	2896
	5	4115	3116	1743	-	3396	3116	2568	1No.16 + 1No. 8 1No.16 + 1No.10	-	-	2393	-	231	3015
	6	4830	3691	1743	-	3975	3691	3134	1No.16 + 1No.12 3No.12	-	-	2794	-	239	3060
	7	5550	3795	1743	-	4082	3795	3231	1No.16 + 2No.10 2No.16	-	-	3084	-	273	3279
	8	5626	3859	1743	-	4147	3859	3294	1No.16 + 2No.12 2No.16 + 1No. 8	-	-	3417	-	313	3531
	9	6504	4591	1743	-	4884	4591	4016	1No.16 + 1No.10 2No.16 + 1No.12 3No.16 1No.20 + 2No.16	-	-	3801	-	340	3680
										4096	4318			371	3685
										4326	4554			406	3685
										4844	5099			430	3685
										5129	5407			448	3685
										5408	5714			489	3685
										5723	6069			512	3685
										6081	6483			533	3685
										6286	7546			558	3685
											8891			586	3685
														654	3685
														735	3685

3.1.3 Sistema de módulos recuperables Premex cimbra

Este sistema constructivo de losas con vigueta pretensada difiere del anterior en que se substituye la bovedilla por un módulo recuperable de fibra de vidrio que se usa como cimbra. Aquí la gran ventaja es que se ahorra el costo de la bovedilla y se reduce el peso propio del sistema en 30%. El acabado que se

obtiene es agradable, por lo que se puede prescindir del yeso. La Figura 3.2 muestra un detalle general de la losa para este tipo de sistema de piso.

El procedimiento de análisis y diseño es el mismo que para la vigueta y bovedilla, pero en este caso el peso propio es menor. Su uso no está restringido para ninguna construcción ya que su

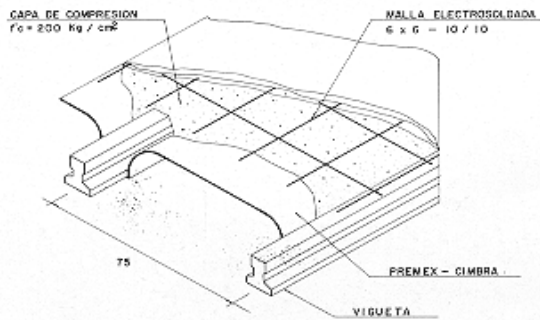


Figura 3.2 Sistema de módulos recuperables

aplicación es muy variada: desde vivienda de interés social, hasta edificaciones que lleven falso plafón o que no requieran de él; por ejemplo: bodegas, estacionamientos, etc. Es ideal por su ahorro en el peso de la estructura, para efectos sísmicos, de cimentación y en los tiempos de ejecución.

3.1.4 Sistemas de piso de losas extruidas doble T de pequeño peralte (h = 30 cm)

El sistema de fabricación a base de extrusión se realiza con una máquina que corre a lo largo de una mesa de fabricación, depositando el concreto por medio de vibración y compactación sobre dicha mesa. La sección del elemento que se cuele dependerá del molde propio de la máquina, por lo que en una mesa se podrán fabricar diferentes secciones. Existen varias marcas y por lo tanto secciones en el mercado.

Una de las secciones que se extruyen es una losa de sección doble T de 30 cm de peralte. Como su nombre lo indica, es una losa con dos nervios unidas en la parte superior por una losa de 100 cm de ancho y 4 cm de peralte. El elemento precolado se apoya con los nervios en una trabe, de la cual se dejarán los estribos sobresaliendo para integrar la losa con el firme y la trabe de apoyo.

El análisis y diseño de una losa doble T extruida será el mismo que se emplea para elementos prefabricados presforzados de mayor peralte.

3.1.5 Sistemas de piso de losas alveolares

Las losas alveolares también llamadas losas aligeradas o placas de corazones huecos (Figura 6.18) son elementos estructurales pretensados que se pueden usar para entrepisos, cubiertas, fachadas de edificios y como muros de carga. Son ideales para

claros de 8 a 14 m, y con sobre cargas útiles altas de 500 a 2000 kg/m².

En la mayor parte de los casos sobre estos elementos se cuele una losa (firme), con $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, armada con malla por lo general 6x6-8-8 y 6x6-6-6, la cual cumple con dos fines:

- Lograr un efecto de diafragma al darle mayor comportamiento monolítico a la losa
- Ayudar a evitar problemas de filtraciones de agua al tapar las posibles fisuras de las juntas entre elementos

Sin embargo, estos elementos también se pueden emplear sin el firme cuando la aplicación no lo requiera (por ejemplo, estacionamientos, entrepisos de bodegas, centros comerciales).

Los peraltes más comunes que se fabrican en México son: h=10, 15, 20, 25 y 30 cm, con anchos que pueden ser de 1.00 m y 1.20 m. Si llevan losa de compresión aumentan su peralte. Se recomienda que el firme tenga un peralte mínimo de 5 cm pudiendo ser mayor, (por ejemplo 10 cm), lo que dependerá del uso de la losa, cargas, claros a cubrir, etc.

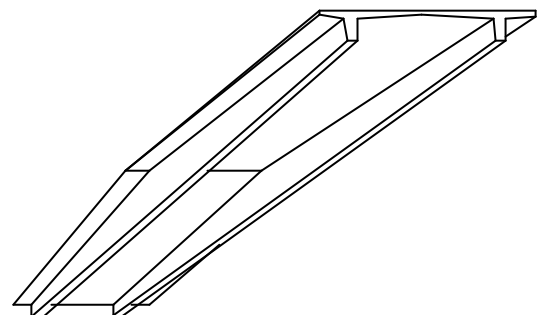


Figura 3.3 Vista inferior de viga ATT

Cabe mencionar que el tipo de refuerzo de estos elementos varía de país a país. Por ejemplo, en Europa es común usar alambre de presfuerzo de 4 mm de diámetro, en Estados Unidos y Canadá se usa torón para presforzarlas y en México el alambre por lo general es de 5 y 6 mm de diámetro. En pocos casos se usa torón.

Estas losas pueden trabajar como continuas tanto para momento negativo como para positivo (inversión de los esfuerzos producidos por el sismo) o darles continuidad en los apoyos (algún tipo de empotramiento) o en claros adyacentes. Para ello se requerirá que los alvéolos sean colineales (al alinear éstos estamos alineando las nervaduras de cada losa), el acero de la

continuidad se coloca en la parte superior y/o inferior de los alvéolos y posteriormente deberán de rellenarse de concreto en la parte que se colocó el refuerzo.

3.1.6 Sistemas de piso a base de traves T, TT y ATT para claros grandes

Este tipo de sistema de piso es a base de elementos presforzados de concreto. Se emplea para claros del orden de 10 a 25 m. En el apéndice de este manual se encuentran tablas y gráficas que permiten seleccionar el tipo de trabe dependiendo del claro y carga gravitacional requerida.

Las losas ATT son elementos estructurales de concreto prefabricado de peralte variable, que se emplean únicamente como elemento de cubierta. Su patín superior a dos aguas permite desalojar el agua de lluvia de manera natural (Figura 3.3). Las losas ATT se emplean como sistemas de cubierta en naves industriales, centros comerciales, gimnasios, escuelas, etc. En posición invertida en las cubiertas de andenes y en centrales de autobuses. En el apéndice de este manual se muestran características detalladas de este tipo de losa que permiten una selección adecuada.

3.1.7 Conexiones en sistemas de piso prefabricado

Los sistemas de apoyo para elementos de piso de concreto precolado pueden ser del tipo simple o continuo. La conveniencia del empleo de algunos de estos sistemas difiere del tipo de aplicación. El apoyo simple conviene en claros largos cuando es muy difícil y costoso proveer la resistencia necesaria para momento negativo en los nudos. El apoyo continuo, conviene más en construcciones del tipo comercial o residencial ya que se requiere obtener continuidad.

Los tipos de conexión para sistemas de piso precolado como losas extruidas o losas sólidas soportadas por vigas, pueden ser divididos en tres grupos (Figura 3.4, Park, 1995). La diferencia entre estos tipos de apoyo es el peralte de la viga de soporte antes de la colocación del concreto colado en sitio. En el apoyo tipo 1 (Figura 3.4) la presencia de concreto colado en sitio bien compactado sobre los bordes del elemento de piso precolado hace posible lograr la continuidad del momento negativo. Es recomendable que se rompan las orillas de los huecos en los paneles de piso precolado para que penetre el concreto colado en sitio y que se logre la transferencia de esfuerzos cortantes. En el apoyo tipo 2 si los huecos verticales, entre la viga de soporte y los paneles de piso son muy pequeños, entonces es difícil lograr

la penetración del concreto colado en sitio entre la viga y el corazón de la losa extruida precolada, esto puede reducir el esfuerzo cortante y disminuir el desarrollo de momento negativo. Además, el apoyo que proporciona la viga de soporte es mayor y se requiere menor número de puntales para colocar los paneles precolados. El apoyo tipo 3 es muy frecuentemente utilizado para vigas perimetrales o muros, no necesariamente se requiere colocar

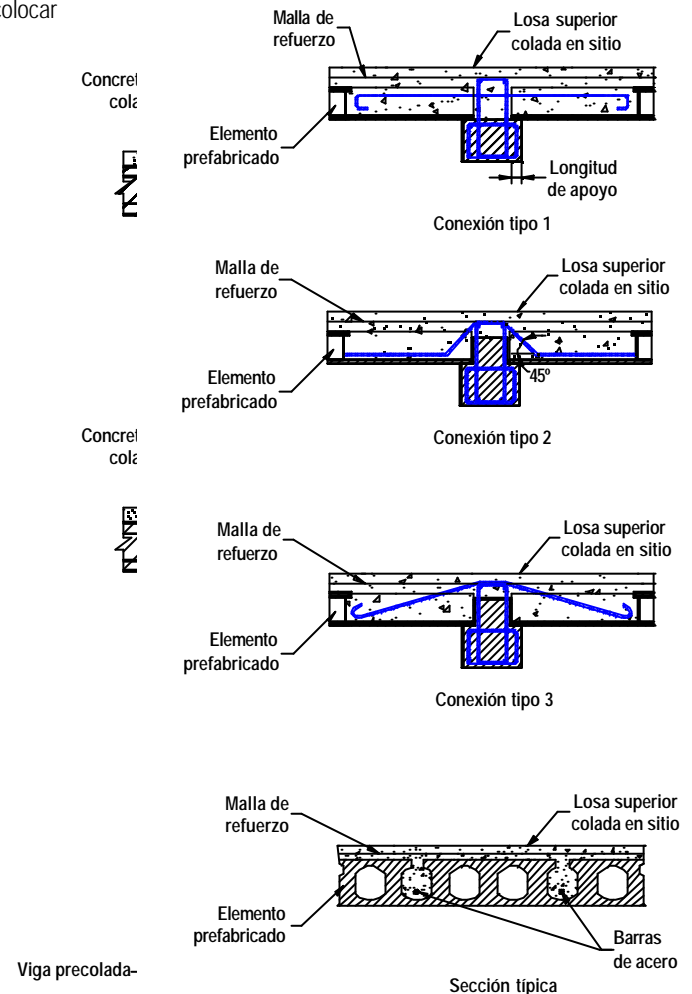


Figura 3.4

Figura 3.5 Refuerzo especial utilizado en pruebas en la Universidad de Canterbury, para la conexión de elementos de piso prefabricado (Mejía y Park, 1994)

concreto colado en sitio sobre la viga de soporte si no se desea lograr un diafragma rígido.

Un método que permite pequeñas longitudes de apoyo se basa en utilizar refuerzo especial entre los bordes del elemento de piso y la viga de soporte que pueda soportar carga vertical en el momento en que los elementos de piso pierdan los apoyos. Este

refuerzo, recomendado por las normas NZS 3101:1995, el Instituto de Concreto Precolado y Presforzado y la Federación Internacional de los Precolados, debe ser capaz de transferir el cortante debido a la aparición de grietas verticales en el borde de las vigas portantes. Puede tener la forma de gancho o barras en forma de silleta, horizontal o refuerzo traslapado. Como ejemplo, para pisos de concreto precolado tipo alveolar (Figura 3.5, Mejía y Park, 1994), el refuerzo puede ser colocado en algunos de los huecos que se rompen y se rellenan con concreto colado en sitio o mortero. El refuerzo de la losa superior colada en sitio no es suficiente para dar el apoyo necesario, ya que este podría perderse si la losa superior se agrieta fuera de los elementos de concreto precolado.

Cada miembro del sistema de soporte debe diseñarse considerando la combinación de cargas desfavorables tanto en la

etapa de construcción, como en condiciones de trabajo.

La distancia del borde del miembro precolado al borde de la viga de soporte en la dirección del claro debe de ser menor a la longitud del claro dividida entre 180, pero no menor que 50 mm para losas sólidas o alveolares, ó 75 mm para vigas o viguetas presforzadas.

En estudios experimentales realizados en la Universidad de Canterbury (Nueva Zelanda) con refuerzos especiales colocados en huecos de los bordes de elementos precolados y que atraviesan vigas de soporte, se han investigado tres tipos de arreglos mostrados en la Figura 3.5 (Mejía y Park, 1994). Los resultados indican que estos tres tipos de arreglo son capaces de soportar cargas mínimas de servicio del piso cuando pierden los apoyos en la orilla debido a un desplazamiento poco significativo

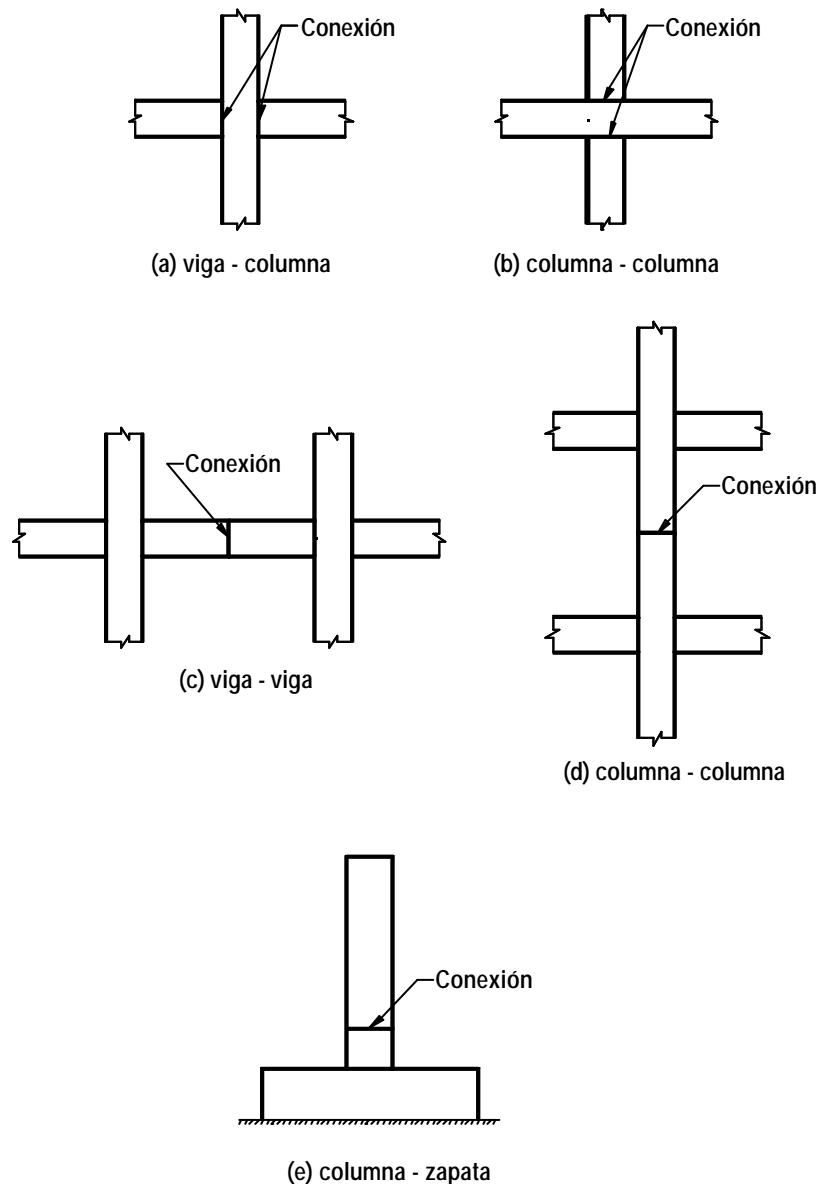


Figura 3.6 Diferentes geometrías de conexiones en elementos prefabricados (Ghosh et al., 1997)

del piso.

3.1 CONEXIONES EN MARCOS

Uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos es el análisis y diseño de las conexiones. En lo que sigue se describen y se comentan los aspectos más relevantes de estos criterios, haciendo énfasis en aspectos sísmicos. Con el propósito de uniformizar el empleo de términos, se define como “nudo” al volumen geométrico que es común en miembros que se intersectan. Se define como “conexión” al elemento que une los dos elementos prefabricados, o uno prefabricado y otro colado en sitio. La Figura 3.6 (Ghosh et al., 1997) muestra diferentes formas y ubicaciones de conexiones que son posibles en elementos prefabricados de marcos de concreto.

La experiencia que se tiene del comportamiento observado de conexiones en marcos, tanto para sismos fuertes como en ensayos de laboratorio, no es tan amplia como en el caso de estructuras monolíticas de concreto reforzado. Por este motivo, reglamentos como el de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas de Concreto de 1996 (RCDF-96), especifica fuerzas sísmicas mayores en estructuras prefabricadas respecto a las monolíticas. En estas últimas, se puede emplear un factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de cuatro (en el caso de marcos dúctiles colados en sitio), mientras que para marcos de concreto prefabricado se especifica generalmente para este factor un valor de dos; sin embargo, también se acepta el valor de tres si se demuestra a consideración del Departamento de Distrito Federal que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones justifican el mencionado valor. En este último caso, el resto de la estructura debe cumplir con los requisitos de marcos dúctiles que especifica el RCDF-96.

De manera semejante al RCDF-96, el reglamento de los Estados Unidos de Norteamérica, el Uniform Building Code 1994 (UBC 1994), especificaba que era posible emplear sistemas prefabricados siempre que se demostrara que tenían resistencia y ductilidad mayor o igual que las de estructuras de concreto reforzado monolíticas. A diferencia del anterior, el nuevo reglamento Uniform Building Code 1997 (UBC 1997), proporciona requisitos específicos para el diseño y construcción de conexiones en elementos prefabricados de concreto para marcos en zonas sísmicas. La filosofía de diseño del mencionado reglamento para estructuras prefabricadas de concreto en zonas sísmicas se basa en tratar de lograr que las conexiones tengan un comportamiento semejante al del concreto monolítico. Con este criterio, se especifica que la selección de las zonas diseñadas para tener comportamiento inelástico durante un evento sísmico

deben cumplir con el concepto columna fuerte-viga débil. Para lograr que las conexiones tengan un comportamiento semejante al del concreto monolítico se especifican las conexiones “húmedas” y las “fuertes”, que se describen a continuación.

3.2.1 Conexiones húmedas y secas

En Estados Unidos y México ha sido poco común el empleo de las conexiones llamadas “húmedas”. Estas conexiones son aquellas capaces de tener incursiones cíclicas inelásticas, típicas de sismos moderados o intensos, sin que la resistencia se vea afectada. Las conexiones húmedas son aquellas que emplean cualquiera de los métodos de conexión del acero de refuerzo especificados por el ACI 318-95 (traslapes o conectores mecánicos). En estas conexiones se emplea concreto colado en obra o mortero para llenar los vacíos entre aceros de refuerzo existentes en las conexiones. Las llamadas conexiones “secas”, son aquellas que no cumplen con los requisitos de las conexiones “húmedas” y, por lo general, la continuidad del acero de refuerzo se logra por medio de soldadura. A raíz del terremoto de Northridge de 1994, en California, ha surgido la preocupación sobre el empleo de soldadura en conexiones de elementos prefabricados de concreto. En este terremoto, se observaron fallas en marcos de concreto prefabricado con las citadas conexiones, así como en marcos de acero estructural con conexiones soldadas. Se debe mencionar que el reciente ACI318-99, prohíbe el empleo de soldadura para empalmar el acero de refuerzo localizado dentro de una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido a cara de columna o trabe. También lo prohíbe en secciones del elemento estructural donde se espere la formación de articulaciones plásticas durante sismos.

3.2.2 Conexiones “fuertes” monolíticas

De acuerdo con el UBC 1997, una conexión “fuerte” es aquella que permanece elástica mientras que las zonas diseñadas para tener un comportamiento inelástico tienen incursiones inelásticas para el sismo de diseño considerado por el reglamento empleado. Esta condición de diseño se revisa verificando que la resistencia nominal de la conexión fuerte, en flexión y cortante, deba ser mayor que las componentes a las resistencias probables de las zonas diseñadas para tener un comportamiento inelástico.

Aún cuando la ubicación de las llamadas conexiones “fuertes” son elegidas por el diseñador, reglamentos como el UBC 1997 sugieren que se debe cumplir que el centro de la zona diseñada para comportamiento inelástico en flexión debe estar ubicada a una distancia de la conexión no menor que la mitad del peralte

del elemento que se conecta, como se aprecia en la Figura 3.7 (Ghosh et al., 1997). Esta Figura muestra conexiones "fuertes" tanto para uniones "viga-columna", como para "columna-cimentación".

CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA

de trabe se recomienda el empleo de este último tipo de conexiones, a menos que ensayos cíclicos de laboratorio demuestren que la conexión "seca" es adecuada (UBC 1997). Además, los conectores mecánicos ubicados en la conexión "fuerte" deben poder desarrollar una tensión o compresión al menos igual al 140% del esfuerzo de fluencia especificado en las

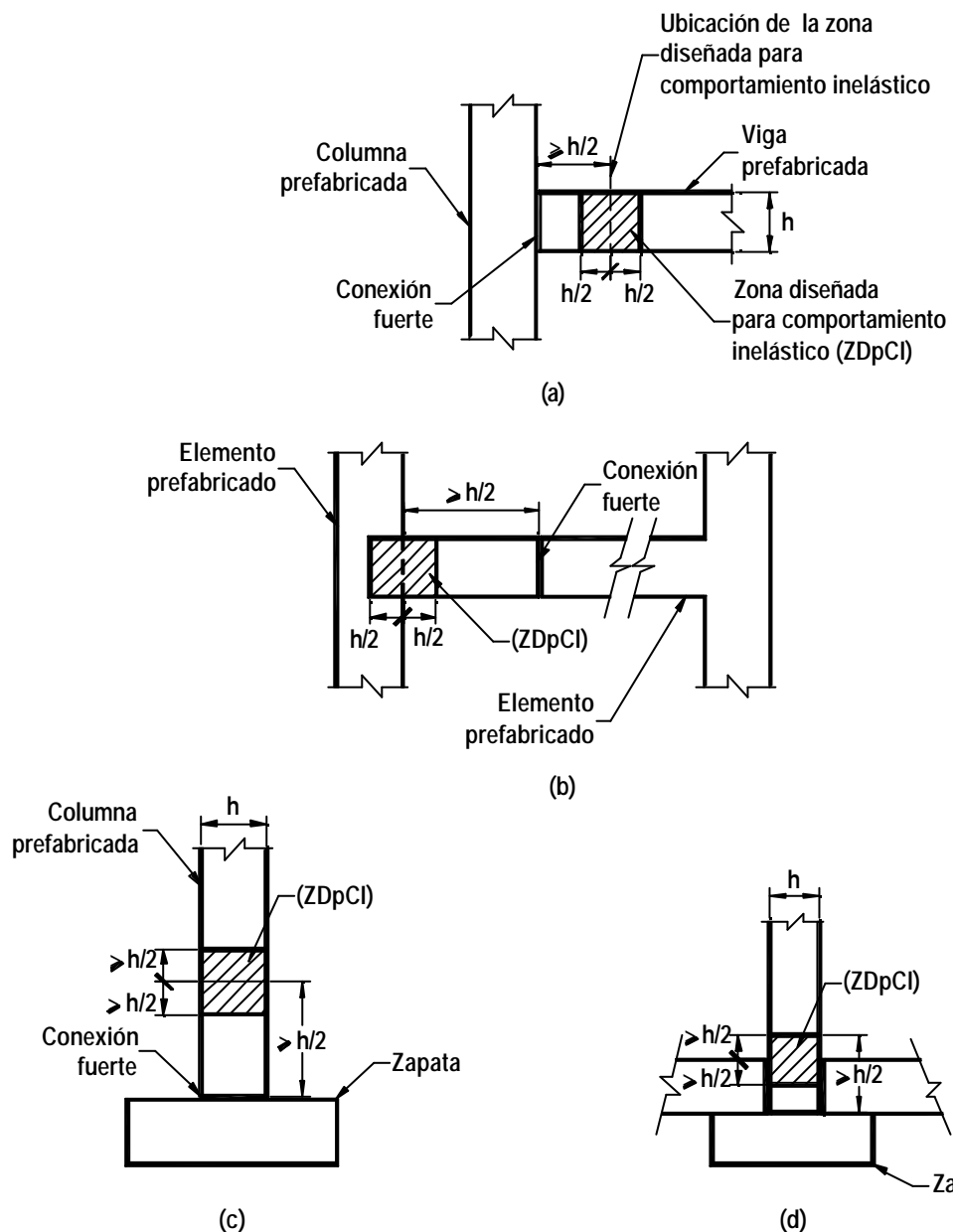


Figura 3.7 Ubicación de conexiones "fuertes" y de regiones diseñadas para comportamiento inelástico (Ghosh et al., 1997)

Una conexión "fuerte" puede ser "seca" o "húmeda". En los casos que la conexión se ubique fuera de la parte media del claro

barras de refuerzo que se conectan (Ghosh et al., 1997, UBC 1997). Lo anterior se basa en la preocupación existente sobre las posibles limitaciones de las conexiones "secas" y en que es de

esperar concentraciones importantes de esfuerzos en la conexión que pueden llevar al acero de refuerzo a niveles de esfuerzos mayores que el valor 1.25 fy comúnmente especificado por reglamentos para conectores.

CONEXIONES FUERTES COLUMNA-COLUMNA

Los requisitos de diseño para este tipo de conexión de acuerdo al UBC 1997 son bastante estrictos. Por ejemplo, la resistencia de diseño de una conexión fuerte debe ser 1.4 veces la resistencia probable de la zona diseñada para comportamiento inelástico; además, se deben cumplir requisitos especiales para el diseño del refuerzo transversal.

3.2.3 EJEMPLOS DE CONEXIONES EN MARCOS DE CONCRETO PREFABRICADO

La Figura 3.8 (Park, 1995) muestra tres tipos diferentes de soluciones de conexiones en marcos prefabricados en zonas

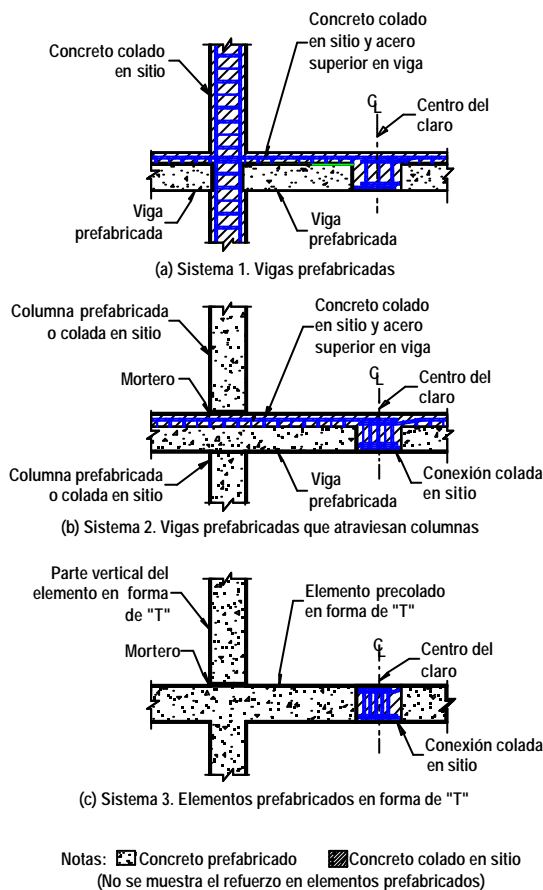


Figura 3.8 Ejemplos de conexiones para elementos prefabricados (Park, 1995)

sísmicas. En la conexión mostrada en la Figura 3.8a las traveses prefabricadas descansan en el recubrimiento de la columna inferior colada previamente a la colocación de las traveses; el refuerzo negativo de la trabe se coloca en sitio. Una ventaja del empleo de este sistema es que se logra disminuir de manera apreciable la cantidad de cimbra en comparación con la que sería necesaria en el colado de una estructura monolítica. Sin embargo, una desventaja del empleo de este sistema, es que el refuerzo del lecho inferior de la trabe prefabricada requiere una dimensión de columna suficiente para lograr la longitud de desarrollo requerida. Más adelante se comentan las otras conexiones que se muestran en la Figura 3.8. La Figura 3.9 (Guidelines, 1991) muestra las dimensiones mínimas necesarias para el gancho del acero de refuerzo en este tipo de conexión. Para ilustrar la aplicación de esta recomendación, consideremos por ejemplo que el refuerzo del lecho superior que se muestra en la Figura 3.9 es de 25.4 mm de diámetro, de acuerdo con la recomendación, la dimensión de la columna en el sentido del análisis deberá ser de 950 mm. Estas dimensiones de columna podrían llevar a una solución antieconómica para la estructura prefabricada. Con el detalle del refuerzo del lecho superior mostrado en la Figura 3.9 se logra la continuidad necesaria; sin embargo, es posible que no sea factible obtener una transferencia adecuada de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo del lecho inferior de la conexión.

Algunas soluciones propuestas para estos casos, para no llegar a dimensiones de columnas excesivas, han sido empleadas en China, como se ilustra en la Figura 3.10. Estas conexiones corresponden a detalles constructivos empleados en ensayos experimentales. El espécimen estudiado con el detalle de refuerzo de la Figura 3.10a llegó a la falla por adherencia inadecuada en el refuerzo, mientras que con el detalle de refuerzo mostrado en la Figura 3.10b, el espécimen ensayado alcanzó un nivel moderado de ductilidad (Restrepo et al., 1989). Conexiones del tipo mostradas en la Figura 3.10 han sido también empleadas en

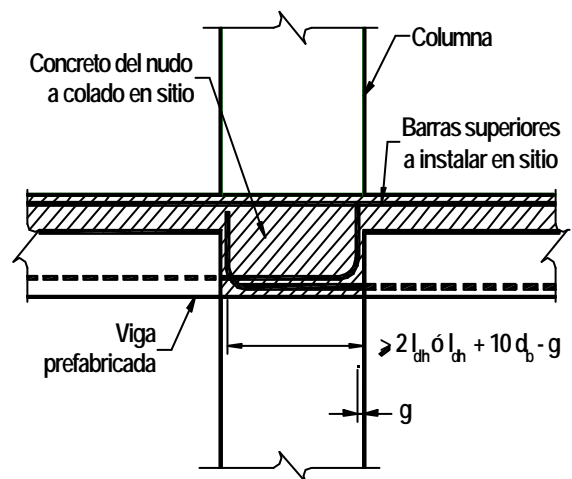


Figura 3.9 Conexión viga-columna (Guidelines, 1991)

Rumania y Japón (Guidelines, 1991).

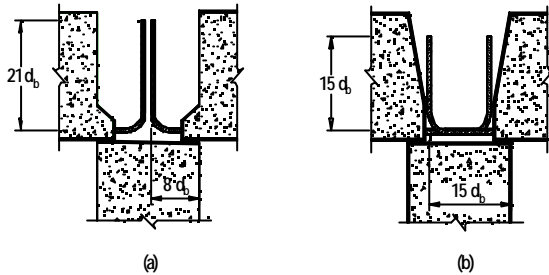


Figura 3.10 Conexión viga-columna en china (Restrepo et al., 1989)

En México se han empleado recientemente conexiones con características semejantes a las mostradas en la Figura 3.10a (Carranza et al., 1996), con la diferencia de que el refuerzo del lecho inferior se conecta por medio de estribos interiores; además, se colocan ganchos dejados en los ductos de las trabes con el fin de formar estribos en la columna como se muestra en la Figura 3.11 (Carranza 1997). Los detalles de esta Figura corresponden a una obra construida en la ciudad de México. Dependiendo del tamaño de las columnas, como se ha comentado para el análisis de la Figura 3.9, el comportamiento de la conexión mostrada en la Figura 3.11 podría ser relevante para lograr un comportamiento sísmico adecuado en edificios a base de marcos. Recientemente en México se han efectuado ensayos ante cargas laterales cíclicas reversibles en una estructura prefabricada con conexiones de este tipo. Los resultados (Rodríguez y Blandón, 2000) indican que los estribos complementarios que se indican en la Figura. 3.11 no contribuyen al desarrollo de los esfuerzos en tensión requeridos en el refuerzo de lecho inferior, por lo que su participación es despreciable.

En los casos que se consideren marcos con muros estructurales (sistema dual), las conexiones del tipo de la Figura 3.11 podrían no estar sometidas a demandas importantes de deformaciones por acciones sísmicas, como podría ocurrir en sistemas estructurales a base de marcos (Rodríguez y Blandón, 2000).

El sistema prefabricado mostrado en la Figura. 3.8b tiene la ventaja de emplear de manera amplia elementos prefabricados. Las columnas pueden ser prefabricadas o coladas en sitio, el refuerzo longitudinal de éstas atraviesa ductos construidos en la trabe prefabricada que en el sitio son inyectados con mortero. Como se aprecia en la Figura 3.8b, el refuerzo longitudinal de las trabes prefabricadas se une en la conexión a mitad del claro de la

trabe. Como en el caso del sistema mostrado en la Figura 3.8a, el refuerzo negativo de las trabes se coloca en obra. Una ventaja de empleo del sistema que se comenta es que el comportamiento inelástico en el sistema se concentra en zonas alejadas de las conexiones prefabricadas (conexión "fuerte"). Además, la construcción de la unión viga-columna, que es generalmente compleja en estructuras dúctiles, puede hacerse en la planta de prefabricación, facilitando su construcción. Una posible limitación de su empleo podría ser la supervisión cuidadosa que es necesaria para lograr las tolerancias necesarias en este tipo de sistemas prefabricados.

El tercer sistema prefabricado, mostrado en la Figura 3.8c, permite un empleo amplio de la prefabricación, así como la eliminación de la construcción en obra de detalles de refuerzo complejos. Este caso también correspondería a una conexión "fuerte". Una posible limitación de su empleo sería la necesidad de elementos pesados y de grandes dimensiones, así como de elementos de izaje de gran capacidad.

3.2 Muros estructurales prefabricados

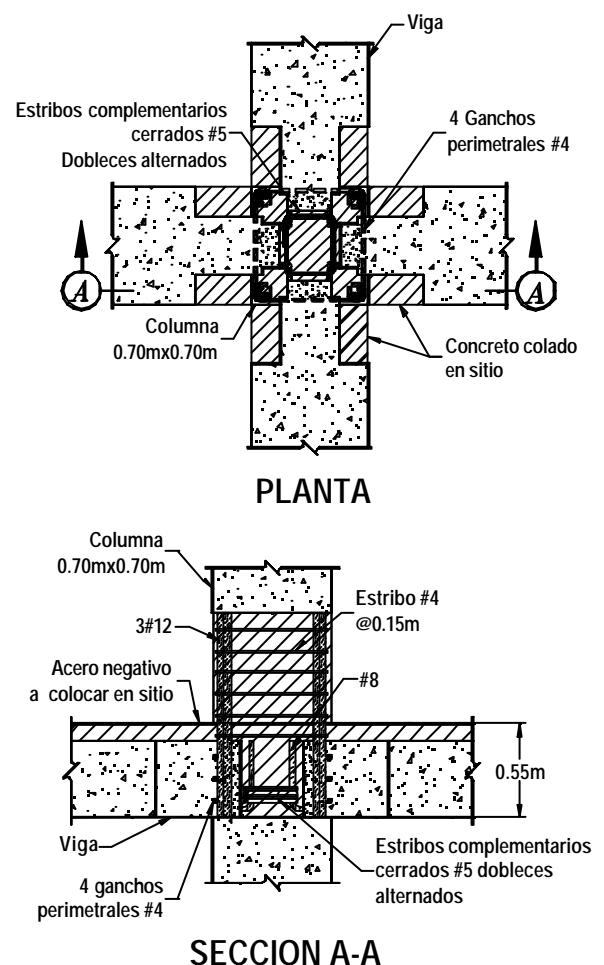


Figura 3.11 Conexión viga-columna (Carranza, 1997)

En los sistemas de construcción de concreto prefabricado también se utilizan los denominados sistemas a base de muros estructurales o paneles. Este tipo de construcción es ampliamente utilizado en países como Japón, China, Cuba, Rusia y la mayoría de los países que económicamente dependían de la antigua Unión Soviética de los cuales algunos se encuentran en zonas de alta sismicidad. Este tipo de construcción se caracteriza por contar con paneles o muros estructurales aislados que generalmente tienen características de resistencia y capacidad de deformación igual o superior a los empleados en las estructuras monolíticas.

El aspecto clave del diseño de sistemas estructurales con este tipo de elementos precolados, al igual que en la mayoría de los otros sistemas precolados, es la concepción, el análisis y el diseño de las conexiones, lo que permitirá al conjunto alcanzar niveles de capacidad de deformación similar a los observados en estructuras monolíticas.

Los muros de concreto reforzado en edificios son conocidos como un sistema eficiente para resistir fuerzas horizontales debidas a acciones sísmicas. En general, un sistema a base de muros puede tener amplia rigidez, con lo cual los desplazamientos estructurales durante movimientos sísmicos se reducen significativamente. En consecuencia, se logra un alto grado de protección contra daños por sismo en elementos tanto estructurales como no estructurales.

En México existen más edificios con marcos que con muros estructurales. Esto se puede explicar por la preferencia de los arquitectos a tener espacios abiertos, lo que con los muros estructurales requiere mayor trabajo en la etapa del diseño arquitectónico. Sin embargo, las estructuras que contienen muros

estructurales de concreto reforzado en combinación con marcos estructurales, también llamado sistema dual, ofrecen varias ventajas. En este sistema, los muros estructurales pueden ser diseñados para resistir la mayor parte de la fuerza horizontal actuante en el edificio, por otra parte los marcos solo resisten una pequeña porción de dichas fuerzas horizontales, la que está determinada por la rigidez relativa entre muros y marcos. De esta manera, cuando este sistema es utilizado en regiones que presentan actividad sísmica los elementos estructurales de los marcos resisten principalmente cargas gravitacionales.

Como se indica en la mayoría de los reglamentos para la construcción de estructuras de concreto reforzado, en el análisis y el diseño de los sistemas prefabricados a base de muros estructurales se considera el comportamiento de estas estructuras como monolíticas. Además, con base en los elementos mecánicos que se obtengan de un análisis elástico convencional se determinan las características dimensionales y de refuerzo de los muros estructurales.

En la construcción de muros estructurales prefabricados de concreto se pueden tener conexiones "fuertes" o "débiles". En la construcción de muros con conexiones fuertes los elementos precolados son unidos por medio de conexiones que poseen características de resistencia y capacidad de deformación lateral semejantes a los de una construcción monolítica. En la construcción de muros con conexiones débiles, el diseño de éstas gobierna el comportamiento de los muros.

EJEMPLOS DE CONEXIONES ENTRE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO

Las conexiones entre muros estructurales de concreto prefabricado son de dos tipos: las conexiones horizontales y las conexiones verticales. Las primeras generalmente son conexiones de muro con sistema de piso, pudiendo ser con trabes o directamente con la losa, mientras que las segundas pueden ser conexiones entre dos muros estructurales. El análisis de las conexiones horizontales en general es sencillo, considerando que se deberá transmitir en el muro el cortante de entrepiso originado por las acciones sísmicas. La condición de cortante directo se presentará en estructuras de pocos niveles en comportamiento predominante de cortante (hasta tres niveles aproximadamente). La condición de flexo-compresión-cortante se podrá presentar en estructuras con mayor número de niveles donde el momento de volteo resulte de consideración. En ambos casos deberán revisarse las condiciones de falla probable por deslizamiento de la base.

Las conexiones horizontales entre muros estructurales de concreto prefabricado generalmente se rellenan con mortero. El refuerzo vertical se conecta utilizando empalmes con camisas de acero o traslapes formados por ductos de metal corrugado. Algunos detalles típicos de conexiones horizontales se muestran en la Figura 3.12 (Park, 1995). Cuando se utilizan ductos de metal corrugado, las primeras barras que se proyectan dentro de los ductos generalmente son diseñadas con la longitud total de desarrollo.

Las conexiones verticales están sujetas a esfuerzos principalmente de cortante. Para evaluar la magnitud de los mismos se aplica la teoría de resistencia de materiales del caso en cantiliver, analizando los esfuerzos cortantes en la fibra donde se encuentra la conexión vertical entre dos muros. Como condición de diseño se considerará el estado más desfavorable que es cuando el sistema de piso se apoya o está ligado únicamente al muro perpendicular al sentido de la carga. Así, la estabilidad de este muro la proporcionarán los muros orientados en la dirección de carga. Para el diseño de las conexiones, una vez determinados los elementos mecánicos que actúan en ellas, al igual que en cualquier elemento o sistema estructural, bastará con verificar que los elementos mecánicos requeridos resulten menores que la resistencia en la conexión. En este tipo de conexión, el denominado refuerzo efectivo en la interface deberá estar sujeto a esfuerzos de tensión menores que $0.6 f_y$ (f_y = esfuerzo de fluencia). Si este acero de refuerzo de la unión tiene un nivel de esfuerzos superiores al valor mencionado, esas barras serán incapaces de soportar cortante directo por medio del efecto de dovola, y por lo tanto no deberán considerarse para resistir fuerza cortante, únicamente se considerarán en su contribución a la resistencia a flexión.

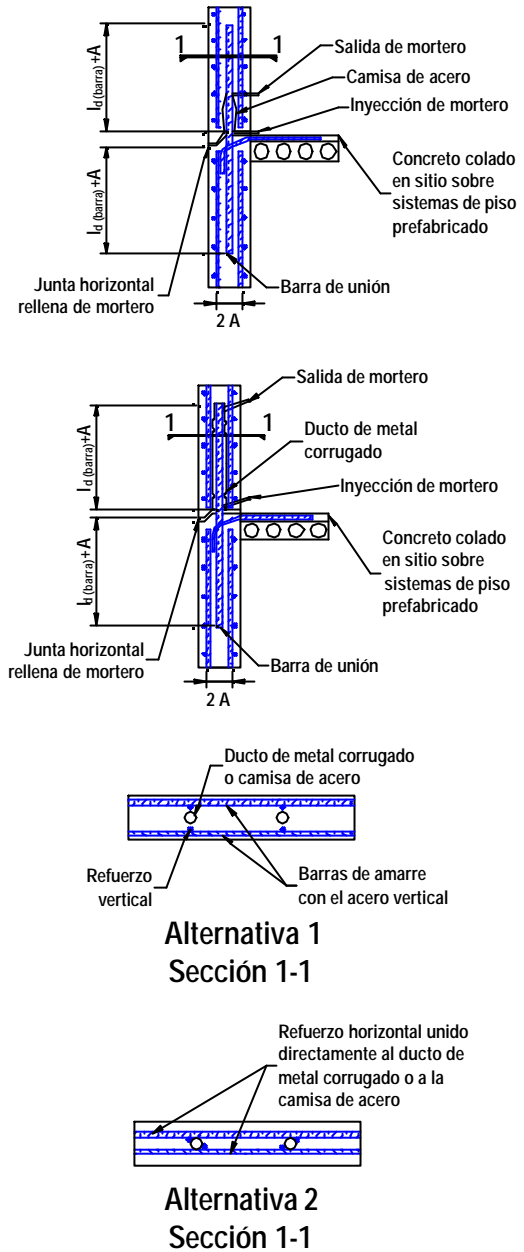


Figura 3.12 Detalles de conexiones horizontales entre muros de concreto prefabricado (Park, 1995)

En las conexiones entre muros estructurales de concreto prefabricado los bordes deberán de picarse o en la cimbra emplear madera que presente una superficie rugosa y así evitar falla por deslizamiento.

Las conexiones verticales entre paneles se hacen generalmente con listones de concreto colado en sitio. El acero de refuerzo horizontal de los paneles adyacentes que sobresale se traslapa en la zona de unión. El ancho de la junta colada en sitio está determinado por la longitud de desarrollo del acero de refuerzo, algunos detalles comúnmente utilizados se muestran en la Figura 3.13 (Park, 1995).

3.3 DIAFRAGMAS

ACCIÓN DE DIAFRAGMA

El sistema de piso de una edificación debe ser capaz de transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en el piso a los elementos o sistemas sismorresistentes, comúnmente marcos o muros estructurales. Cuando se logra este objetivo, se dice que existe la "acción de diafragma" o de "diafragma rígido". La hipótesis de diafragma rígido es esencial en el análisis y diseño sísmico de edificios, y su empleo permite simplificar de manera considerable el proceso del análisis y de diseño sísmico de edificaciones.

El problema es de especial relevancia en sistemas en que se combinen muros estructurales y marcos, donde los primeros resistan la mayor parte de las acciones sísmicas y los marcos se diseñen principalmente para resistir las acciones gravitacionales. En estos casos, si el diafragma no puede considerarse rígido, bajo acciones sísmicas el sistema para resistir las acciones gravitacionales (marcos) podría tener demandas de deformaciones relativas de entrepiso bastante mayores que las correspondientes a los muros estructurales, lo que puede llevar a daños severos o colapsos en los marcos si el comportamiento de diafragma flexible no fue considerado en el diseño.

A pesar de la importancia de lograr el diafragma rígido, el enfoque de reglamentos de construcción para verificar que se logre el referido comportamiento en general es bastante simplista. Esto se debe a que a diferencia de la amplia experiencia en laboratorio y en sismos intensos que se tiene en el comportamiento de diversos elementos estructurales tales como travesaños, columnas o muros estructurales, la experiencia referente al problema del diafragma rígido es bastante menor. En el terremoto de Northridge, California, en 1994, se observaron evidencias de comportamientos de diafragmas diferentes al de diafragma rígido (Fleischman et al., 1998). En este terremoto, varios edificios para estacionamiento de elementos prefabricados, contruidos a base de combinación de muros estructurales y marcos, con un firme colado sobre el sistema de piso prefabricado, tuvieron daños severos o colapsos. Análisis

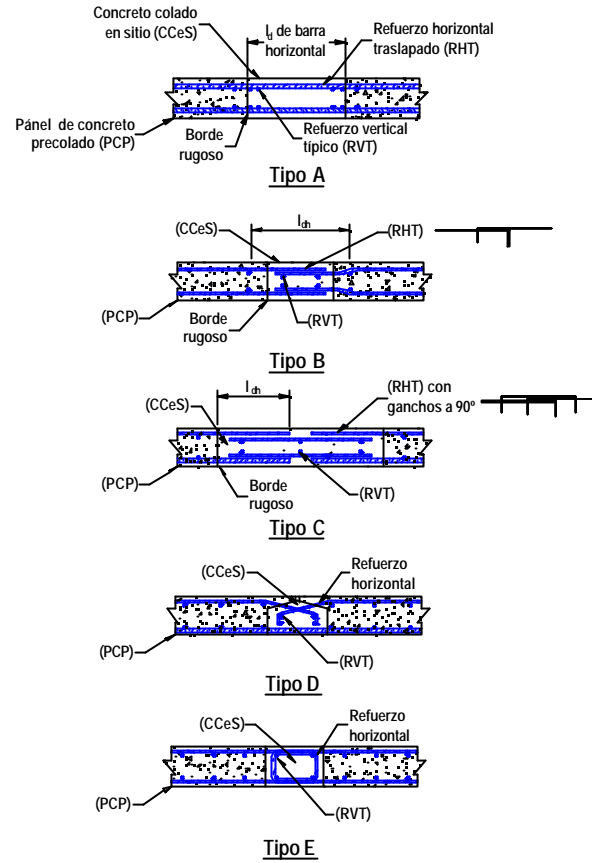


Figura 3.13 Detalles de conexiones verticales entre muros de concreto prefabricado (Park, 1995)

estáticos no lineales (Fleischman et al., 1998), indican que los diafragmas de algunos de estos edificios alcanzaron deformaciones por flexión importantes, debido principalmente a la forma alargada en planta del sistema de piso. Estas



Figura 3.14 Deformaciones en un diafragma de piso rígido deformaciones llevaron a distorsiones de entrepiso bastante mayores que las consideradas en el diseño original.

El RCDF-96 contiene criterios bastante simplistas y generales

del piso correspondiente". Este estado de deformaciones se

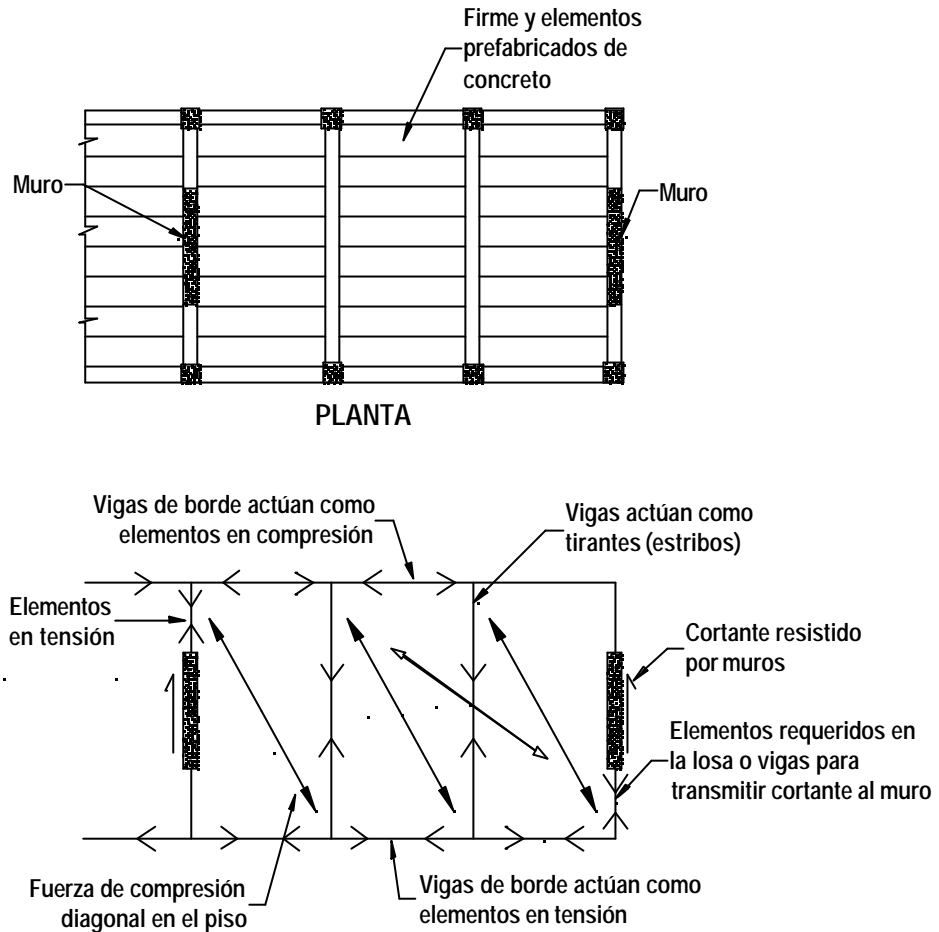


Figura 3.16 Modelo de punta y tirante para el análisis de fuerzas en un diafragma (Guidelines, 1991)

para revisar que un sistema de piso prefabricado pueda tener un comportamiento de diafragma rígido. De acuerdo con este reglamento, el referido comportamiento en un sistema de piso prefabricado se puede lograr con un firme colado sobre los elementos prefabricados "a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano". Además, el RCDF-96 especifica que "el espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m ó más. En ningún caso será menor que 3.0 cm".

El reglamento Uniform Building Code de 1991, para Estados Unidos, sugiere un criterio también bastante simplista para definir la frontera entre diafragma rígido y flexible, este último lo define como aquel donde, "la deformación lateral máxima del diafragma es mayor de dos veces el desplazamiento relativo de entrepiso

ilustra en la Figura. 3.14.

En Nueva Zelandia se considera que un firme colado en sitio, de al menos 5 cm es suficiente para transmitir las fuerzas en el plano del diafragma en sistemas de piso prefabricados. En algunos países, como en Japón, es permitido el empleo de sistemas de piso prefabricados sin el mencionado firme colado en sitio. Además, a diferencia de la práctica constructiva de prefabricados en los Estados Unidos, el RCDF-96 sugiere la colocación de "conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados".

La Figura 3.15 (Elliott et al., 1992), muestra de manera ilustrativa las fuerzas actuantes en un diafragma de un sistema de piso prefabricado sin firme. En ella se observan fuerzas en tensión y de cortante que se deben transmitir en el diafragma.

RESISTENCIA DE DIAFRAGMAS

Como se ha comentado en la sección anterior, el RCDF-96 especifica de manera muy general la necesidad de revisar que el sistema de piso resista las acciones de diseño para lograr el comportamiento de diafragma. Un procedimiento sencillo que puede emplearse para la referida revisión se basa en el empleo de la teoría del puntal y tirante, con la cual es posible tener una idea burda, pero rápida, del flujo de fuerzas en el diafragma.

La Figura 3.16 muestra de manera gráfica la aplicación de esta teoría, la que permite detectar fuerzas en compresión y tensión. Estas fuerzas, en compresión deben ser resistidas por el concreto del diafragma, especialmente en las esquinas, donde concurren fuerzas de tensión análogas a las existentes en estribos en una viga. Este problema es relevante en el caso de sistemas de piso prefabricados a base de losas extruidas donde, como muestra la Figura 3.17, es posible que se formen grietas horizontales que pueden causar la rotura de la parte inferior de este tipo de losas prefabricadas. También, la Figura 3.16 muestra fuerzas adicionales en tensión actuantes en las zonas losa o trabe que conectan a los muros estructurales. En general este procedimiento de análisis es especialmente útil en geometrías irregulares de diafragmas, así como en los casos de aberturas importantes en el sistema de piso.

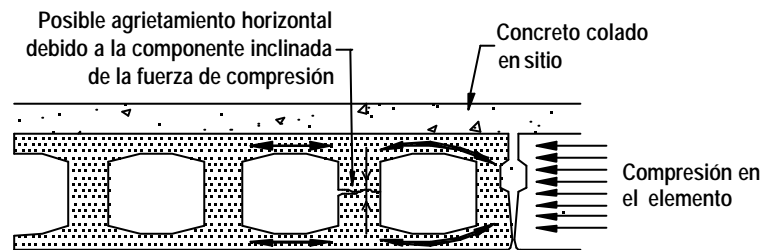


Figura 3.17 Posible agrietamiento debido a compresión en losas extruidas (Guidelines, 1991)

REFERENCIAS

1. ACI 318-95, American Concrete Institute Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" Detroit, EUA, 1995
2. ACI 318-99, American Concrete Institute Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" Detroit, EUA, 1999
3. Carranza R, Martínez R y Reinoso E "Conexión trabe-columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura

", Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, Vol I, Mérida, Yucatán, 1996.

4. Carranza R, comunicación personal, 1997
5. Elliot K. S., Davies, G. y Omar W, "Experimental and Theoretical Investigation of Precast Concrete Hollow-Core Slabs Used as Horizontal Floor Diaphragms" The Structural Engineer, Vol. 70, No. 10, pp 174-187, 1992
6. Fleischman R, Sauce R, Pessiki S y Rhodes A, "Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms", PCI JOURNAL, Enero- Febrero 1998.
7. Ghosh S. K, Nakaki S y Krishnam K, "Precast Structures in Regions of High Seismicity UBC, Design Provisions", PCI JOURNAL Noviembre-Diciembre 1997.
8. ICBO, Uniform Building Code, Vol. II, Internacional Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997.

9. Mejía J. C., Park R. "Teston Special Reinforcement for the end Support of Hollow-Core Precast Concrete Floor Units". PCI JOURNAL, Septiembre-Octubre, 1994.
10. New Zealand Concrete Society and New Zealand National Society for Earthquake Engineering, "Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings". Nueva Zelandia, 1991
11. Park R, "A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures en New Zealand", PCI JOURNAL, Mayo-Junio 1995.
12. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF-96), Gaceta Oficial del Distrito Federal, Marzo 1996.
13. Restrepo J, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of buildings". PCI JOURNAL, Julio-Agosto, 1995.
14. Restrepo J, Park R y Buchaman A, "Seismic Load Tests on Connection, Between Precast Concrete Elements", New Zealand Concrete Society, Silver Jubilee Conference, Wairakei, Taupo, Nueva Zelandia 1989.
15. Rodríguez M y Blandón JJ. "Ensayes ante carga laterales cíclicas reversibles de una estructura prefabricada de dos niveles", Publicación Instituto de Ingeniería, por publicar, 2000