

91



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS
PREFABRICADAS EN EDIFICIOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

VICTOR HUGO RUIZ MARTINEZ



CD. UNIVERSITARIA

2000

279568



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/176/98

Señor
VICTOR HUGO RUIZ MARTINEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

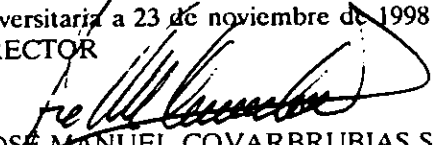
"COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EN EDIFICIOS"

- INTRODUCCION**
- I. FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA**
 - II. EFECTOS SISMICOS EN EDIFICIOS**
 - III. DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO DURANTE SISMOS**
 - IV. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO**
 - V. DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS ANTE FUERZAS SISMICAS**
 - VI. RECOMENDACIONES DEL RCDF-93 PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 23 de noviembre de 1998
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARUBIAS SOLIS
JMCS/GMP/mstg.

INDICE

INTRODUCCION

I	FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA	1
1.1	Ingeniería Sísmica	2
1.2	Sismología	2
1.3	Origen y naturaleza de los temblores	2
1.3.1	Placas Tectónicas y Fallas	3
1.3.2	Foco, profundidad focal y epicentro de un sismo	5
1.3.3	Distancia epicentral y duración del movimiento sísmico	6
1.4	Propagación de los efectos del temblor	7
1.4.1	Tipos de ondas sísmicas	7
1.5	Instrumentación sísmica	9
1.5.1	Sismógrafo	9
1.5.2	Acelerógrafo	10
1.6	Escala de mediciones de los sismos	11
1.6.1	Escala de Intensidad	11
1.6.2	Escala de magnitud	13
1.7	Regionalización sísmica de la República Mexicana	14
1.8	Sistema de Alerta Sísmica para la Ciudad de México	16
II	EFFECTOS SISMICOS EN EDIFICIOS	18
II.1	Introducción	19
II.2	Fuerzas de Inercia	19
II.3	Periodo y Resonancia	20
II.4	Modos naturales de vibración	21
II.5	Amortiguamiento	22
II.6	Ductilidad	22
II.7	Mecanismos de falla	23
II.8	Irregularidad en planta	24
II.9	Resistencia y rigidez	25
II.10	Sistemas resistentes	27
II.11	Efectos del suelo en las estructuras	29
II.12	Espectros de respuesta	30

III	DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO PREFABRICADO DURANTE SISMOS	31
III.1	<i>Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el sismo del 85 en México</i>	32
III.2	<i>Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el sismo del 89 en Armenia, URSS</i>	37
III.3	<i>Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el sismo del 94 en Northridge, E.U.</i>	40
III.4	<i>Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón</i>	47
IV	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO	51
IV.1	<i>Introducción</i>	52
IV.2	<i>Materiales empleados en la fabricación de los elementos prefabricados de concreto</i>	52
IV.3	<i>Tipos de prefabricación</i>	55
IV.4	<i>Comparación entre la prefabricación y la construcción monolítica</i>	56
IV.5	<i>Ventajas específicas de la prefabricación</i>	62
IV.6	<i>Ventajas de los elementos prefabricados arquitectónicos</i>	64
IV.7	<i>Transporte y montaje de elementos prefabricados de concreto</i>	65
V	DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS ANTE FUERZAS SISMICAS	70
V.1	<i>Usos de prefabricación en la construcción</i>	71
V.2	<i>Elementos prefabricados para edificios</i>	73
V.3	<i>Diseño de elementos prefabricados</i>	76
V.4	<i>Conexiones</i>	78
V.5	<i>Algunas obras construidas en México con elementos prefabricados</i>	90
VI	RECOMENDACIONES DEL RCDF-93 PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS	116
VI.1	<i>Generalidades</i>	117
VI.2	<i>Reglamento de construcción del D.F.-93</i>	117
VI.3	<i>Reglamento de ACI 318-95 para estructuras de concreto prefabricado</i>	118
	CONCLUSIONES	128
	BIBLIOGRAFÍA	129

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi madre y a mi hermana que me han brindado todo su amor y cariño alentándome a seguir siempre adelante, anhelando que siempre me prepare para enfrentarme a la vida, quiero que sientan que el objetivo logrado también es suyo y que la fuerza que me ayudó a conseguir fue su apoyo y comprensión.

A mi director de tesis agradezco sus enseñanzas, asesorías y paciencia los cuales me motivaron para emprender y desarrollar este proyecto tan interesante.

A todos mis amigos y seres queridos que siempre estuvieron a mi lado compartiendo gran parte de mi vida alentándome a cada momento a seguir adelante trasmitiéndome su sabiduría y brindándome su apoyo.

Victor Hugo Ruíz Martínez

INTRODUCCION

En la época actual el uso de los elementos prefabricados de concreto es muy común en todo el mundo, debido a su gran versatilidad, ya que con estas se obtienen obras en tiempos muy cortos y por lo tanto una recuperación más rápida de la inversión, son más económicas, obteniendo una reducción tanto de la cantidad de materiales como en la mano de obra, se tiene un control de calidad excelente sobre los elementos terminados, se pueden hacer estructuras más grandes con elementos esbeltos y obras más limpias durante su ejecución.

El comportamiento de las estructuras de concreto prefabricado en áreas sísmicas no es muy conocido, ya que estas estructuras son poco usadas en estas zonas por la creencia de que tienen un mal comportamiento ante las fuerzas sísmicas, sin embargo este tipo de estructuras han ido creciendo en los últimos años con los avances tecnológicos y científicos así como los varios estudios e investigaciones desarrolladas han demostrado que este tipo de estructuras son sismoresistente siempre y cuando se haga un buen diseño de sus elementos estructurales tomando en cuenta todas las fuerzas que actúen en los elementos prefabricados tanto verticales como horizontales y creando mejores técnicas para conectar los prefabricados y tratando de evitar lo menos posible la soldadura.

En los siguientes capítulos se habla sobre los fundamentos de la ingeniería sísmica y los orígenes de los temblores y como se propagan sus efectos en el interior de la Tierra. También se describen los efectos que los sismos tienen sobre las estructuras y que recomendaciones estructurales se pueden tomar para que los efectos de los sismos no dañen mucho a las estructuras. Se hace la descripción del comportamiento sísmico de algunas estructuras prefabricadas en algunos sismos relevantes que han ocurrido en el mundo en los últimos años. Se hace una descripción sobre los materiales utilizados para la producción de los elementos prefabricados y las ventajas y desventajas de las estructuras prefabricadas comparadas con las estructuras de concreto monolito y de acero. También se describe los campos de aplicación de las estructuras prefabricadas los diferentes elementos que se pueden fabricar, así como algunas obras prefabricadas importantes en México, y el diseño de algunos elementos prefabricados. Por ultimo se dan algunas recomendaciones de los reglamentos de construcción referentes a las estructuras prefabricadas.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA

- I.1 Ingeniería Sísmica
- I.2 Sismología
- I.3 Origen y naturaleza de los temblores
 - I.3.1 Placas Tectónicas y Fallas
 - I.3.2 Foco, profundidad focal y epicentro de un sismo
 - I.3.3 Distancia epicentral y duración del movimiento sísmico
- I.4 Propagación de los efectos del temblor
 - I.4.1 Tipos de ondas sísmicas
- I.5 Instrumentación sísmica
 - I.5.1 Sismógrafo
 - I.5.2 Acelerógrafo
- I.6 Escalas de mediciones de los sismos
 - I.6.1 Escala de Intensidad
 - I.6.2 Escala de Magnitud
- I.7 Regionalización sísmica de la República Mexicana
- I.8 Sistema de Alerta Sísmica para la Ciudad de México

I.1 Ingeniería Sísmica

La ingeniería sísmica es la combinación de una serie de conceptos que considerados de manera integrada, permiten el diseño de una construcción capaz de resistir los efectos de los sismos razonablemente fuertes que se pudieran presentar en el futuro en una localidad.

La ingeniería sísmica no esta conformada por un examen de la sismología en sus componentes regionales o locales ni por el análisis de la respuesta ante las cargas sísmicas, ni por el estudio de la respuesta sísmica del subsuelo: es todo esto combinado y mucho más. La sismología, la dinámica de estructuras y de suelos, el diseño estructural y las propiedades dinámicas lineales y no lineales, son parte de la ingeniería sísmica.

La ingeniería sísmica es algo nueva cuya estructuración datan, tal vez, de finales de la década de los años sesenta. Las bases sismológicas y de la mecánica de los materiales son más antiguas; sin embargo, su adaptación a las necesidades del problema sísmico sobre las obras civiles han requerido nuevas opciones y mejoras.

La ingeniería sísmica involucra variadas disciplinas y a veces complicadas; el estudio y combinación de temas tan diferentes es indudablemente rico en necesidades y posibilidades de investigación.

La ingeniería sísmica, a través de un diseño adecuado y una correcta ejecución buscará los siguientes objetivos:

- Proporcionar seguridad contra el colapso de las estructuras ante sismos de gran magnitud.
- Protección contra daños materiales de consideración bajo sismos de intensidad moderada.
- Evitar daños a construcciones colindantes.
- Facilitar la reparación o refuerzo en caso de daños.
- Proporcionar seguridad y comodidad, evitando pánico por los movimientos durante temblores de intensidad moderada o alta.
- Protección de vidas humanas.

I.2 Sismología

La sismología es una rama de la geofísica que se dedica al estudio de las características de los sismos y de los movimientos vibratorios del suelo en general. Esta a la vez se subdivide en varias ramas:

SISMOLOGÍA GEOLÓGICA: Estudia el origen de los temblores con relación a la actividad endógena de la tierra, la constitución morfológica y estructural de la corteza terrestre y la distribución geográfica de los sismos sobre la tierra.

SISMOLOGÍA FÍSICA: Estudia la naturaleza de las ondas sísmicas, las leyes de su propagación, relacionadas con la elasticidad del suelo.

SISMOLOGÍA INSTRUMENTAL: Se ocupa de los aparatos empleados en esta ciencia y de la técnica del suelo.

SISMOLOGÍA HISTÓRICA: Trata de resumir todos los datos referentes a los sismos importantes que se han registrado en diversas épocas de la historia.

I.3 Origen y naturaleza de los terremotos

Los terremotos son producidos por diversas causas como las siguientes:

Terremotos tectónicos: Estos son los más comunes y se producen cuando se rompen las rocas como respuesta a las diversas fuerzas geológicas. En el momento que las fuerzas de empuje superan a las de cohesión y fricción existentes en los límites de los bloques en juego, la energía lentamente acumulada se libera súbitamente.

Científicamente los terremotos tectónicos son importantes para el estudio del interior de la Tierra y de gran significado social ya que ofrece el mayor peligro para la sociedad.

En términos generales, se pueden producir sismos en los ambientes tectónicos siguientes:

- Zonas de Subducción, correspondiente a los límites del contacto entre dos placas tectónicas en los cuales una de las placas se desliza por encima de la otra; en este caso la placa inferior hace desaparecer el material que fue creado en las

dorsales marinas. Los sismos que ocurren en las zonas de subducción, o entre los límites de dos placas, son llamados sismos interplacas.

- Fallamientos geológicos activos en el interior de una placa tectónica. Las fallas desempeñan el papel de fusibles en los mecanismos tectónicos. En zonas de debilidad los esfuerzos tienden a liberarse de vez en cuando, generando sismos; este tipo de sismos es frecuente.

Terremotos volcánicos: La actividad volcánica en general produce sismos de baja magnitud, aunque en erupciones extraordinarias pueden producirse sismos cuya intensidad sea suficientemente elevada como para producir daños en construcciones cercanas al lugar.

Terremotos de colapso: Son terremotos pequeños que ocurren en regiones de cavernas subterráneas y minas. La causa inmediata de estos temblores de tierra es el colapso del techo de la mina o caverna. Una variación de este fenómeno observado frecuentemente es la así llamada "voladura de minas". Esto ocurre cuando las tensiones inducidas alrededor de las excavaciones de la mina, hace que grandes masas de roca desaparezcan con explosión de la superficie de la mina, produciendo ondas sísmicas.

Terremotos por actividades humanas: Estos son producidos por la explosión de artefactos químicos o nucleares. Las explosiones nucleares subterráneas ocurridas durante las pasadas décadas en ciertos lugares alrededor del mundo, han producido terremotos. Cuando se explota un artefacto nuclear en una caverna o perforación subterránea, se libera una enorme energía nuclear.

Algunas explosiones nucleares subterráneas han sido lo bastante grandes como para enviar ondas sísmicas a través del interior de la Tierra, siendo registradas en estaciones sismográficas lejanas, con amplitudes equivalentes a terremotos de magnitud 5 en la escala de Richter.

I.3.1 Placas Tectónicas y Fallas

Una explicación de la mayoría de los terremotos se basa en los términos de lo que se llama *tectónica de placas*. La idea básica es que la parte superior de la Tierra (llamada litosfera) está constituida por varios bloques amplios y bastante estables llamados Placas. Estas placas se encuentran representadas en la figura 1.1.

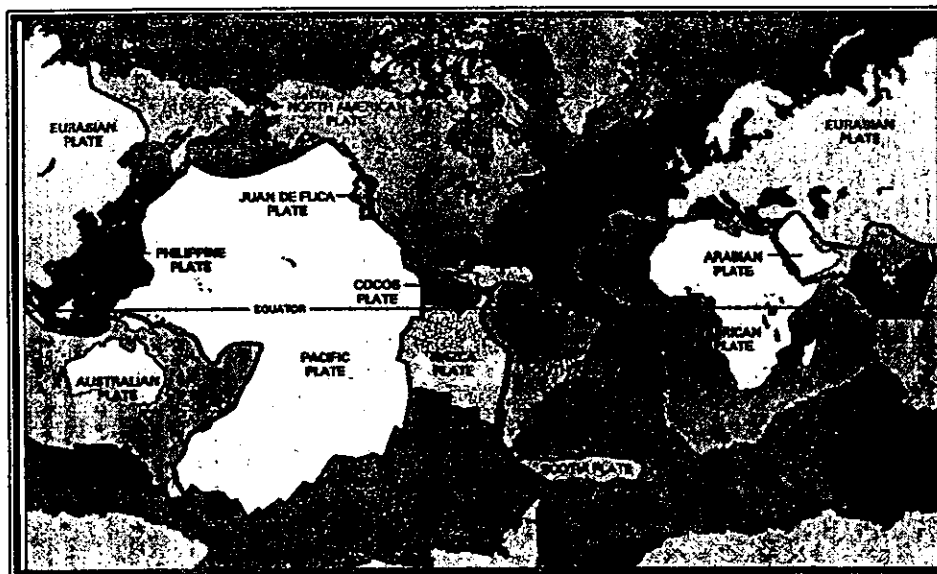


Figura 1.1 Placas tectónicas.

Las principales placas son: la de Norteamérica, la Sudamericana, Pacífica, Eurasiática, Africana, Arábica, Filipina, Cocos, Nazca, Caribe, Irán y Helénica.

Las placas que afectan a la República Mexicana son cuatro: la Norteamericana, la del Pacífico, la del Caribe, y la de Cocos. En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la placa Norteamericana. La línea donde comienza la subducción se encuentra a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán.

En las zonas donde el espesor de la litosfera es menor, en general en el fondo de los océanos, a través de las discontinuidades de estas placas, fluye hacia arriba el magma que se encuentra a presión y en estado líquido abajo de la litósfera. La emersión de este magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla; estos empujes se reflejan en los extremos opuestos de las placas donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. Según las características de las placas que entran en contacto se presentan distintos fenómenos ilustrados en la figura 1.2. Donde entra en contacto una placa oceánica con una continental, la primera de menor espesor y mayor densidad se hunde abajo de la segunda, ocasionando la desaparición de la parte de la litosfera que se vuelve nuevamente magma. Cuando entran en contacto dos placas continentales que se mueven en sentidos opuestos, se suelen producir una elevación, o sea ambas placas se doblan hacia arriba dando lugar a la formación de grandes cadenas montañosas (como la del Himalaya). Cuando la dirección del movimiento de dos placas continentales es similar, se produce un deslizamiento de una sobre otra, sin que haya creación o destrucción de litosfera. La Falla de San Andrés en California es de este último tipo. El fenómeno mencionado produce la llamada *deriva de los continentes*, o sea, el movimiento de las placas en las direcciones mostradas con flechas en la figura 1.2, que hacen que regiones enteras de la superficie terrestre se trasladen y cambien de posición entre sí. Para dar una idea aproximada de la magnitud del fenómeno, basta decir que los movimientos son del orden de una decena de centímetros al año y han provocado que a lo largo de millones de años, América del Sur pasara de estar al lado de la costa occidental del África a ocupar su posición actual.



Figura 1.2 Movimientos de placas y corte esquemático que muestra las capas superficiales de roca bajo el océano.

El corrimiento en la zona de contacto entre dos placas no ocurre de manera continua y suave; la fricción entre las rocas hace que se puedan generar en la superficie de contacto entre las placas esfuerzos considerables, hasta que se vence la resistencia mecánica de dicha superficie, provocando un deslizamiento brusco y la liberación súbita de energía. Este deslizamiento ocurre en cierta longitud a lo largo de la falla. Mientras mayor es la longitud afectada por el movimiento, mayor será la cantidad de energía liberada. La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre, las que se transmiten a grandes distancias y provocan la vibración de la superficie del suelo.

Los deslizamientos entre las placas que generan los sismos no ocurren a intervalos definidos y constantes; según las características de la superficie de contacto en una zona particular, puede ocurrir un corrimiento en breve tiempo después de

un sismo previo o, por el contrario, en esa zona puede acumularse grandes cantidades de energía y pueden pasar varias décadas antes de que se produzca un nuevo corrimiento. En general, en el primer caso se tratará de un sismo de poca magnitud y en el segundo de uno muy severo. Estas consideraciones han llevado a los sismólogos a tratar de analizar la sucesión temporal de la ocurrencia de sismos en diversas zonas de subducción, para identificar las llamadas brechas sísmicas, o sea aquellas zonas que son sísmicamente activas y que han tenido un largo periodo de quietud y en las que, por tanto, se espera que ocurra en un futuro próximo un sismo de magnitud apreciable.

Hay dos zonas principales en el mundo donde es más frecuente la actividad sísmica: el Cinturón Circumpacífico y el Cinturón Alpino. El primero es una zona relativamente angosta alrededor del Océano Pacífico, que incluye desde el extremo de Sur América, pasando por Chile, Perú, Ecuador, Colombia, América Central, México, Estados Unidos, Canadá y Alaska para pasar después hacia Japón y las Islas Filipinas y terminar en la isla del sur de Nueva Zelanda. En esta zona se libera anualmente del 80 al 90 % aproximadamente de la energía sísmica en el mundo.

El Cinturón Alpino va desde las Azores, al extremo occidental de Europa y Africa, cruzando el Mediterráneo, afectando principalmente a la península Ibérica el norte de Africa, Italia, Grecia, Rumania, Yugoslavia, Irán, Irak, Turquía, pasando después por la India y China para terminar en las Islas de Sumatra, Indonesia y Nueva Guinea, donde se une al Cinturón Circumpacífico. En este cinturón se libera el resto de la energía sísmica; sin embargo suele causar verdaderas catástrofes, pues afecta zonas del mundo de muy alta densidad de población.

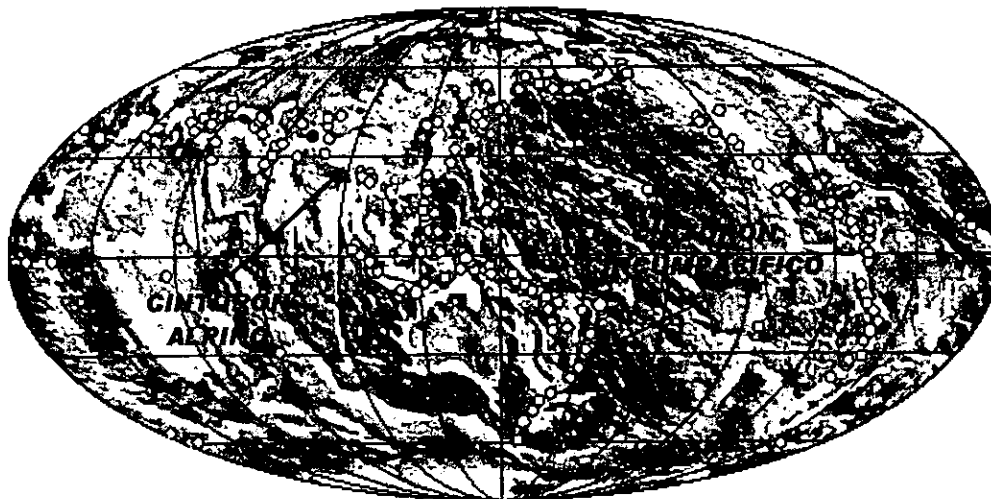


Figura 1.3 Cinturón Alpino y Circumpacífico, Sismicidad en el mundo.

Ambos cinturones corresponden principalmente a zonas de subducción entre las distintas placas; hay algunos temblores en otros lugares pero son raros.

I.3.2 Foco, profundidad focal y epicentro de un sismo

El punto donde se inicia la ruptura de las rocas se conoce como *foco* o *hipocentro* del temblor. Esta en el interior de la Tierra, a profundidades que varían desde unos cuantos kilómetros hasta 700 km aproximadamente. El epicentro es la proyección del foco sobre la superficie, a lo largo de un radio de la Tierra.

Dependiendo del lugar en que ocurra el movimiento entre las placas, el foco estará a poca profundidad de la superficie o profundidades mayores; en las zonas de subducción se detecta una profundidad creciente en función del ángulo con que se introduce en una placa con respecto a otra, a medida que aumenta la distancia al punto donde se inicia la subducción. En realidad, como se ha dicho, la energía no se libera en un solo punto, sino a lo largo y ancho de una superficie, por lo que suele haber discrepancias en la localización del foco y del epicentro.

La profundidad se clasifica como normal, intermedia y profunda. La normal esta comprendida entre 0 y 70 km; la intermedia entre 70 y 300 km y con profundidades mayores de 300 km se conoce a los temblores como de foco profundo; las mayores profundidades detectadas son del orden de 700 km. En general, entre más profundo es el foco, las ondas de energía que llegan a la superficie sufren atenuaciones más importantes, pero el movimiento puede sentirse en una área muy grande. Los focos menos profundos o someros, afectan superficies relativamente pequeñas, aunque pueden ocasionar gran destrucción local, como paso en 1972 en Managua, donde la profundidad focal fue de 3 a 5 km, pero el foco estaba prácticamente bajo la ciudad.

I.3.3 Distancia epicentral y duración del movimiento sísmico

Se conoce como distancia epicentral, a la distancia entre el epicentro y una ciudad ó estación sismológica donde se haya registrado el movimiento, se calcula con base en los registros de las ondas sísmicas P y S obtenidas en sismógrafos. Con dos o más distancias se ubica la posición del epicentro, trazando arcos de círculo con radio igual a la distancia determinada y con centro en la estación sismológica correspondiente, estando el epicentro en la intersección de esos círculos (fig. 1.4). A mayor distancia epicentral, la severidad del temblor disminuye y en consecuencia los daños en las construcciones, pero hay casos en las que las características del terreno, generan una amplificación de la respuesta a los temblores debido a la presencia de terreno blando, altamente compresible, como es el caso de algunas áreas de la Ciudad de México, que a una distancia de 400 km del epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985, sufrió graves daños, debidos principalmente a las características del suelo.

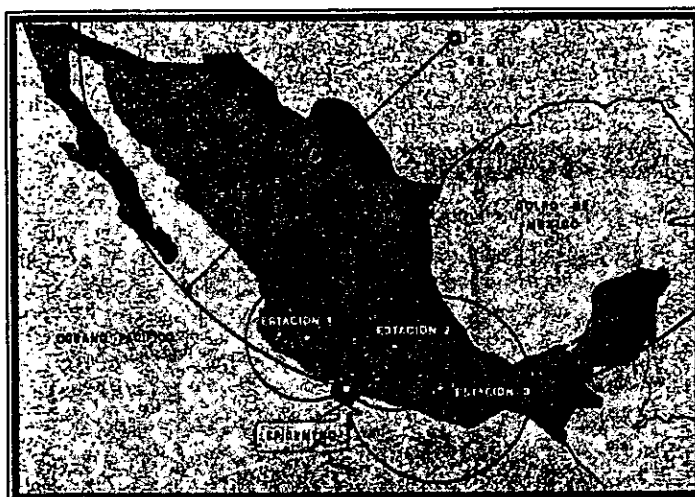


Figura 1.4 Localización del epicentro de un temblor en las costas del pacífico de la República Mexicana.

Duración del movimiento sísmico. De acuerdo con las estadísticas, se puede aceptar que la duración media de un temblor es de 45 segundos en cuanto a las vibraciones perceptibles, sin embargo han ocurrido sismos en que la duración del temblor en su fase intensa ha sido superior a los cuatro minutos, tal es el caso de los temblores ocurridos en el año de 1964, en Nihigata, Japón y Anchorage, Alaska, donde alcanzó los 330 segundos con una intensidad casi uniforme. Estas vibraciones sostenidas por tanto tiempo, pueden generar fuertes asentamientos diferenciales e incluso la licuación del suelo que provoque el volteo de los edificios.

El terremoto del 85 en la Ciudad de México alcanzó más de 3 minutos de vibración perceptibles del suelo.

Se estima que la duración del movimiento está vinculado con la longitud de ruptura de la falla, o sea que si el área de ruptura es mayor, mayor será la duración. Por otra parte asociado a la duración del movimiento con la aceleración del suelo, es posible lograr un índice más representativo de la destructibilidad de un temblor, ya que un movimiento prolongado puede conducir a la degradación progresiva de la resistencia de las estructuras dañadas aun bajo aceleraciones reducidas.

I.4 Propagación de los efectos del temblor

La energía elástica acumulada a lo largo del tiempo en las zonas de convergencia o de movimientos relativos entre la corteza terrestre o litósfera, se libera súbitamente cuando se produce un desequilibrio de esfuerzos. La disipación se produce por el desplazamiento del estado de esfuerzos liberado.

La energía liberada durante un sismo se dispersa en forma de ondas en el terreno, estas se amortiguan a medida que se alejan del foco cambiando de características según las propiedades topográficas de las zonas que atraviesen.

I.4.1 Tipos de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas transmiten un estado de esfuerzos mediante complicadas trayectorias de las partículas del medio transmisor y tiene una importancia fundamental en la ingeniería sísmica, porque en la inmensa mayoría de los sismos su acción sobre las construcciones no se debe a que la ruptura las afecta directamente, sino a los sacudimientos producidos por ondas que se propagan por el subsuelo donde esta cimentada la construcción.

Existen dos tipos de ondas sísmicas. Las ondas internas que se propagan por el interior de los sólidos y las ondas superficiales que se pueden transmitir por la superficie, o por contactos entre cambios bruscos de la rigidez del medio.

Las ondas internas son ondas libres que se transmiten en cualquier dirección por el interior de los cuerpos. Las hay de dos clases: ondas longitudinales o de compresión y ondas transversales o de cortante. La más rápida de estas ondas internas es llamada apropiadamente *primaria u onda P*. Su movimiento es el mismo que el de una onda de sonido en que, a medida que se propaga, comprime y dilata alternativamente la roca (véase fig. 1.5.a). Estas ondas P, como las ondas sonoras, son capaces de viajar a través de roca sólida, tales como montañas de granito, como de materiales líquidos, tales como magma volcánico o el agua de los océanos. Es importante mencionar que debido a su naturaleza, cuando las ondas P emergen desde el interior de la Tierra a la superficie, una fracción de ellas puede ser transmitida en la atmósfera como ondas sonoras, audibles para los animales y las personas si su frecuencia esta dentro del rango del oído.

La onda más lenta a través del interior de las rocas es llamada *secundaria u onda S*. Cuando una onda S se propaga, deforma la roca lateralmente en ángulo recto a la dirección de propagación (véase fig. 1.5.b). La observación confirma que si un líquido es deformado lateralmente o girado, no se recupera inmediatamente. De aquí se deduce que las ondas S no pueden propagarse en las partículas líquidas de la Tierra, tales como los océanos.

La velocidad de las ondas sísmicas P y S depende de la densidad y propiedades elásticas de las rocas y el suelo a través de los que pasan. En todos los terremotos la onda P se siente primero. El efecto es similar a una estampida sónica que retumba y hace vibrar las ventanas. Algunos segundos después llega la onda S con su movimiento de arriba a bajo y de lado a lado, que sacude la superficie del suelo vertical y horizontalmente. Este es el movimiento responsable del daño a las estructuras.

Las ondas superficiales su movimiento está restringido a la superficie del suelo. El movimiento debido a estas ondas se localiza principalmente en la superficie libre, y según aumenta la profundidad, el desplazamiento debido a ellas disminuye.

Las ondas superficiales de los terremotos se pueden dividir en dos tipos. La primera se llama *ondas Love*. Su movimiento es, esencialmente el mismo que el de las ondas S que no tienen desplazamiento vertical; mueve el suelo de lado a lado en un plano horizontal paralelo a la superficie de la Tierra, pero en ángulo recto a la dirección de propagación, como puede apreciarse en la fig. 1.5.c. Los efectos de las ondas Love son el resultado de la sacudida horizontal que actúa sobre los cimientos de las estructuras y, por tanto produce daños. El segundo tipo de onda superficial es conocida como *onda Rayleigh*. Las partículas de material perturbadas por una onda Rayleigh se mueven vertical y horizontalmente al plano vertical orientado en la dirección en que viajan las ondas. Como señalan las flechas en la fig. 1.5.d, un trozo real de roca se mueve según una elipse cuando pasa la onda.

Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas. De las dos ondas superficiales, las ondas Love viajan generalmente más rápido que las ondas Rayleigh. De este modo, como las ondas se propagan a partir del foco sísmico a través de la roca de la corteza terrestre, los diferentes tipos de ondas se separan unos de otros en una forma predecible.

Las ondas internas (P y S) tienen otra característica que afecta a la sacudida: cuando se mueven a través de capas de roca en la corteza, se reflejan y refractan en las superficies de separación entre los pisos de rocas (fig. 1.6). También mientras una u otra se refleja y se refracta, parte de la energía de un tipo es convertida en ondas del otro tipo. Tomemos un ejemplo frecuente, sea una onda P que viaja hacia arriba y alcanza la superficie de la capa de aluvión. Parte de su energía pasará hacia arriba a través del aluvión como onda P y parte pasará hacia arriba convertida en movimiento de onda S. (Parte de la

energía se reflejará también hacia abajo como ondas P y S). Podemos por tanto, entender por qué después de unos primeros temblores del terreno, se siente usualmente una combinación de dos clases de ondas en la sacudidas fuertes del suelo. Cuando las ondas P y S alcanzan la superficie del suelo, casi toda su energía se refleja hacia el interior de la corteza, por lo que la superficie es afectada, casi simultáneamente, por ondas que la mueve hacia arriba y hacia abajo. Por esta razón, cerca de la superficie, ocurre a menudo una amplificación considerable de la sacudida que algunas veces dobla a la amplitud de las ondas incidentes.

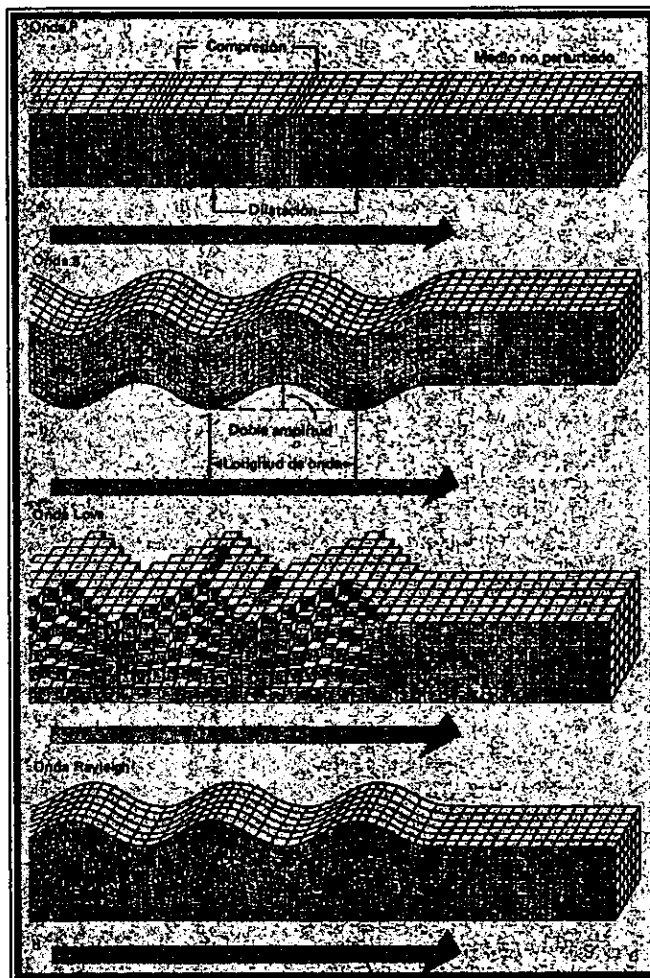


Figura 1.5 Diagrama ilustrando la forma del movimiento del suelo cerca de la superficie en los cuatro tipo de ondas sísmicas.

Las ondas de un terremoto también son afectadas por las condiciones del suelo y la topografía. Por ejemplo, en rocas superficiales meteorizadas, en aluvión y suelo saturado de agua el tamaño de las ondas sísmicas puede ser incrementado o disminuido al pasar a la superficie desde el basamento de roca más rígido.

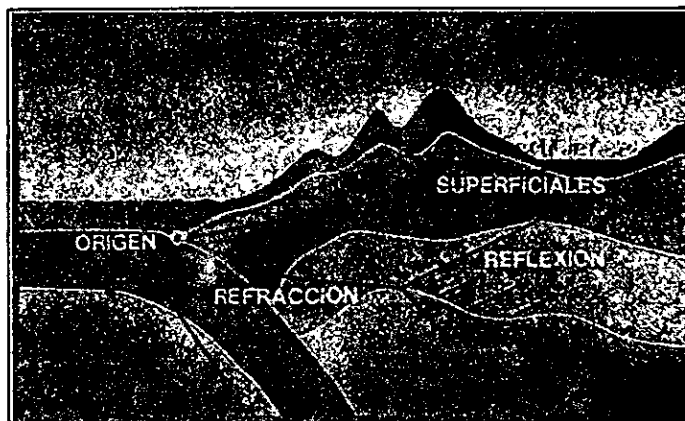


Figura 1.6 Refracción y reflexión de las ondas P y S en el subsuelo.

I.5 Instrumentación sísmica

Para fines de comparación, los sismos pueden medirse de diversas maneras; se han inventado aparatos para registrarlos movimientos del suelo cuando tiembla y se ha propuesto escalas de intensidad para comparar sus efectos destructivos o escalas de magnitud para estimar su tamaño.

I.5.1 Sismógrafo

Los sismógrafos se inventaron a fines del siglo pasado y han evolucionado considerablemente en la actualidad; son aparatos muy sensibles que captan y amplifican hasta 100,000 veces o más las vibraciones de la Tierra. Consiste en péndulos fuertemente amortiguados con relación masa/rigidez grande, que pueden registrar, según la forma en que están colocados, oscilaciones en dirección horizontal o vertical y producen un registro de la variación de los desplazamientos en función del tiempo transcurrido (fig. 1.7).

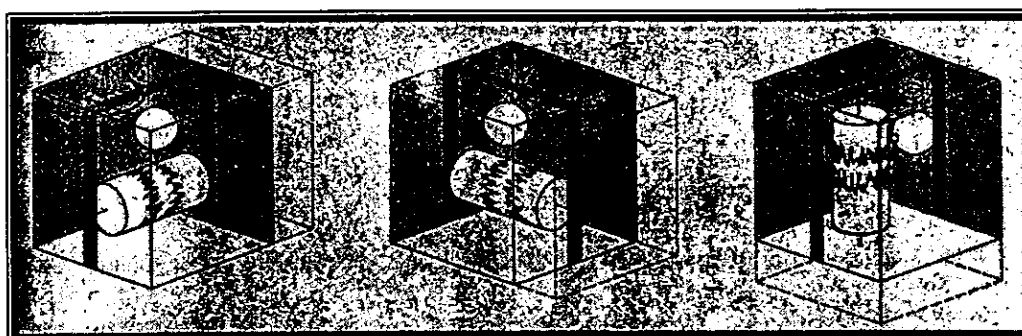


Figura 1.7 Modelos sencillos de sismógrafos de péndulo registrando dos direcciones horizontales y una vertical del movimiento del suelo. El péndulo debe de ser amortiguado para separar los pulsos sísmicos.

Debido a su gran sensibilidad pueden registrar movimientos originados a gran distancia del lugar en que está instalado el aparato, que llegan a él muy atenuados; en general su alta sensibilidad impide que registre completo el movimiento que se origine cerca del aparato, pues el registro amplificado no cabría en el espacio disponible. Operan las 24 horas del día para poder captar cualquier movimiento lejano que ocurra.

Su registro es llamado *sismograma* (fig. 1.8), donde se registra el paso de las ondas sísmicas por el sitio donde se ha colocado el instrumento, es muy útil para estudiar las características y mecanismos de generación de los temblores. Con él

se puede estimar la distancia entre el epicentro del temblor y la estación sismológica donde se registró, a partir de la diferencia en el tiempo de llegada de las ondas P y S y de la velocidad de propagación de estas ondas.

También han sido muy útiles los registros de los sismógrafos para hacer estudios del interior de la Tierra, como se mencionó anteriormente.

La limitación de los sismógrafos para registrar las características de los movimientos locales fuertes hace que no sean tan útiles a los ingenieros para el diseño de estructuras, por lo que se inventaron otros aparatos que permiten captar dichas características: los acelerógrafos y los sismoscopios.

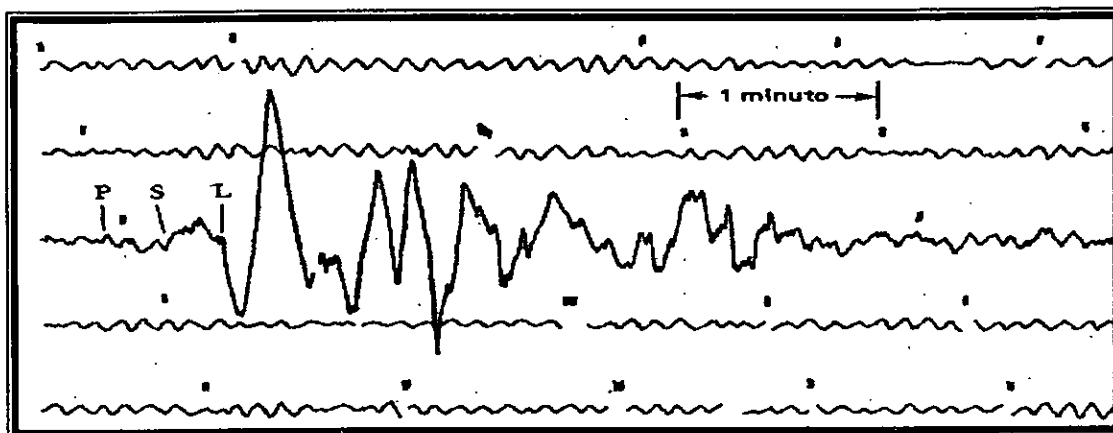


Figura 1.8. Componentes este - oeste de un sismograma, en el se señala la llegada de las ondas P, S y las superficiales (L). El tiempo va de izquierda a derecha.

I.5.2 Acelerógrafo

Los acelerógrafos, como el nombre indica, miden las aceleraciones del terreno durante temblores intensos. Son también péndulos simples fuertemente amortiguados, pero sus características dinámicas son tales (masa rigidez pequeña) que son más sensibles a los cambios de desplazamiento del suelo durante los movimientos sísmicos. Su amplificación es mucho menor para poder captar completo un temblor fuerte y en general no operan las 24 horas del día sino que tienen dispositivos especiales de arranque que los activan cuando el movimiento del terreno llega a una cierta intensidad, que puede calibrarse. Han evolucionado considerablemente desde los años 30, en que fueron inventados. Los más modernos captan la información en memoria de estado sólido o en cinta magnética, lo que tiene la ventaja de poder procesar dicha información rápidamente con ayuda de computadoras.

Los acelerogramas son gráficos en donde se registran los cambios de aceleraciones en función del tiempo, en las direcciones de tres ejes coordenados; por ejemplo Norte-Sur, Este-Oeste y vertical, simultáneamente. En la figura 1.9 se muestra un acelerograma. Los registros son de gran utilidad para los ingenieros, pues conociendo las aceleraciones del terreno es posible estimar las fuerzas de inercia que se generan en la base de la estructura aplicando la segunda ley de Newton; las características de los acelerogramas que más se relacionan con la potencialidad destructiva, o sea con la intensidad del sismo, son las aceleraciones máximas, la duración de la etapa sensible, o sea de aquella en que la amplitud de aceleración tiene un valor apreciable y finalmente las frecuencias dominantes del movimiento. Aunque el problema es mucho más complejo, por lo que se necesita procesar el registro de cada una de los componentes del movimiento para estimar las respuestas dinámicas máximas que tendrán las estructuras al ser sometidas a esa excitación, obteniéndose los llamados espectros de respuesta.

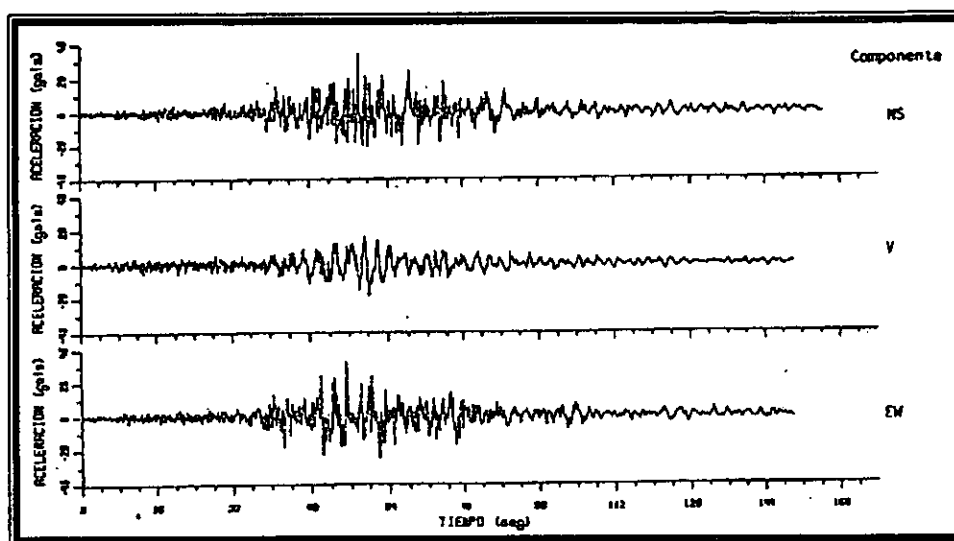


Figura 1.9 Acelerogramas de los tres componentes obtenido en el observatorio sismológico de Tacubaya. Sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México.

I.6 Escalas de mediciones de los sismos

Además de medir los sismos con instrumentos, se ha intentado compararlos entre sí usando diferentes escalas. Las más conocidas son la escala de Magnitud, propuesta por Richter, y las escalas de intensidades, propuestas por diferentes investigadores como Mercalli, Rossi-Forel, Cancani-Sieberg, Medvedev y otro.

En términos estadísticos se estima que al año ocurren en el mundo tan solo dos temblores de magnitud 8 ó mayores, pero que ocurren unos 20 de magnitud mayor de 7 grados, 300 de magnitud mayor de 6 y 3000 de magnitud superior a 5 grados. Esto implica que diariamente ocurren en el mundo unos 8 temblores suficientemente fuertes para provocar daños, muchos de los cuales ocurren a lo largo del Cinturón Circumpacífico.

A diferencia de la magnitud, que es un valor único para cada temblor, la intensidad, que es una medida de los efectos destructivos, tiene diferentes valores en los distintos lugares donde se siente el movimiento.

A lo largo de la historia se han propuesto distintas escalas de intensidad. En todas ellas se clasifica a los temblores en términos de sus efectos y de las apreciaciones de la gente, lo que hace en general que las escalas de intensidad sean fuertemente subjetivas; sin embargo, permite establecer ciertas comparaciones entre lo ocurrido en distintos lugares con un mismo temblor o entre distintos movimientos sísmicos.

Dado que entre los efectos más importantes están los daños a las construcciones y los sistemas constructivos han ido evolucionando con el tiempo, ha sido necesario modificar de cuando en cuando las escalas para adecuarlas.

La escala de intensidad más empleada en América es la de Mercalli, y la escala de magnitud de Richter.

I.6.1 Escala de Intensidad

La intensidad de un sismo, es la medida de la destructividad potencial de un temblor, es una cantidad no instrumental, que se fija de acuerdo con los efectos geológicos observados, daños en las construcciones y con la percepción individual de las sacudidas, de aquí que la intensidad dependa básicamente del lugar donde se observa. La intensidad no se mide, si no que se asigna como base a una tabla que clasifica a los terremotos del I al XII de acuerdo a una evaluación subjetiva de los daños causados. La escala de intensidad más conocida es la de Mercalli modificada, y sus puntos son los siguientes:

Escala de Intensidad Mercalli Modificada

- I. No sentido.
- II. Sentido por personas en posición de descanso, en pisos altos o situaciones favorables.
- III. Sentido en el interior. Objetos suspendidos oscilan. Vibraciones como si pasara un camión ligero. Duración apreciable. Puede no ser reconocido como un terremoto.
- IV. Objetos suspendidos oscilan. Vibraciones como al paso de un camión pesado o sensación de sacudida como de un balón pesado golpeando las paredes. Automóviles pesados se balancean. Ventanas, platos, puertas vibran. Los cristales tintinean. En el rango alto de IV, los tabiques y armazones de madera crujen.
- V. Sentido al aire libre; se aprecia la dirección. Los que están durmiendo se despiertan. Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Objetos pequeños inestables desplazados o volcados. Las puertas se balancean, se cierran, se abren. Contraventanas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes de paran, comienzan a andar, cambian de periodo.
- VI. Sentido por todos. Muchos se asustan y salen al exterior. La gente anda inestable. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Adornos, libros, etc. se caen de las estanterías. Los cuadros se caen. Los muebles se caen o vuelcan. Los revestimientos de las construcciones de tipo D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (iglesias, colegios). Árboles, arbustos sacudidos visiblemente.
- VII. Difícil mantener de pie. Sentido por los conductores. Objetos suspendidos tiemblan. Muebles rotos. Daños a edificios del tipo D incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a ras del tejado. Caída de cielos rasos, ladrillos sueltos, piedras, tejas, cornisas, también entrepechos no asegurados y ornamentos de arquitectura. Algunas grietas en estructuras del tipo C. Olas en estanques, agua enturbada con barro. Pequeños corrimientos y hundimientos en arena o montones de grava. Campanas grandes suenan. Canales de cemento para riego dañados.
- VIII. Conducción de los coches afectada. Daños en edificios del tipo C; colapso parcial. Algún daño a construcciones del tipo B; nada en edificios del tipo A. Caída de estuco y algunas paredes de mampostería. Giro, caída de chimeneas, rimeros de fabrica, monumentos, torres, depósitos elevados. La estructuras de las casas se mueve sobre los cimientos si no están sujetas; trozos de pared sueltos, arrancados. Cambios en el caudal o temperatura de fuentes y pozos. Grietas en suelo húmedo y pendientes fuertes.
- IX. Pánico general. Construcciones del tipo D destruidas; edificios tipo C seriamente dañados, algunas veces con colapso total; edificio tipo B con daños importantes. Daño general en los cimientos. Estructuras de armazón, si no están sujetas, desplazadas de los cimientos. Armazones arruinados. Daños serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvial eyección de arena y barro, aparecen fuentes y cráteres de arena.
- X. La mayoría de construcciones y estructuras de armazón destruidas con sus cimientos. Algunos edificios bien contruidos en madera y puentes, destruidos. Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierra. El agua rebasa las orillas de canales, ríos, lagos etc. arena y barros desplazados horizontalmente en playas y tierras llanas. Carriles torcidos.
- XI. Carriles muy torcidos. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.
- XII. Daño prácticamente total. Grandes masas de roca desplazadas. Visuales y líneas de nivel deformadas. Objetos proyectados al aire.

Construcción A. Estructuras de acero y concreto armado, bien diseñadas, calculadas para resistir fuerzas laterales. Buena construcción, materiales de primera calidad.

Construcción B. Estructuras de concreto armado, no diseñadas en detalle para resistir fuerzas laterales. Buena construcción y materiales.

Construcción C. Estructuras no tan débiles como para fallar la unión de la esquinas, pero no reforzadas ni detalladas para resistir fuerzas horizontales. Construcciones y materiales corrientes.

Construcción D. Construcciones de materiales pobres, tales como adobe, baja calidad de construcción. No resistente a fuerzas laterales.

I.6.2 Escala de Magnitud

La magnitud es equivalente al tamaño del temblor en su origen. Es un valor cuantitativo único para cada temblor y se determina a partir de los resultados de los sismogramas obtenidos en las distintas estaciones sismológicas que registren las ondas producidas por el temblor.

Una escala estrictamente cuantitativa, que puede ser aplicada a sismos en regiones habitadas o no habitadas fue ideada en 1931 por Wadati en Japón y desarrollada por Charles Richter en 1935 en California. La definición original propuesta por Richter para un sismo local indica que la magnitud es el logaritmo en base diez de la máxima amplitud de las ondas sísmicas en micras registradas en un sismógrafo standard tipo Wood- Anderson, a una distancia de 10 km del epicentro del temblor, menos el logaritmo de una amplitud base, que se toma igual a una micra.

Esta definición se aplica únicamente para temblores registrados en el sur de California; sin embargo, su empleo se generalizó, dando lugar a una variedad de valores de magnitud según la onda que se considere en la determinación, teniéndose magnitud m_b cuando se determina empleando las ondas de cuerpo P ó S, o magnitud M_s , determinada con ondas superficiales, relacionándose m_b y M_s mediante la siguiente expresión:

$$m_b = 2.5 + 0.63 M_s$$

Dado que no siempre se tiene un sismógrafo a 100 km de distancia, se hace también correcciones que toman en cuenta la atenuación de las ondas al alejarse del epicentro.

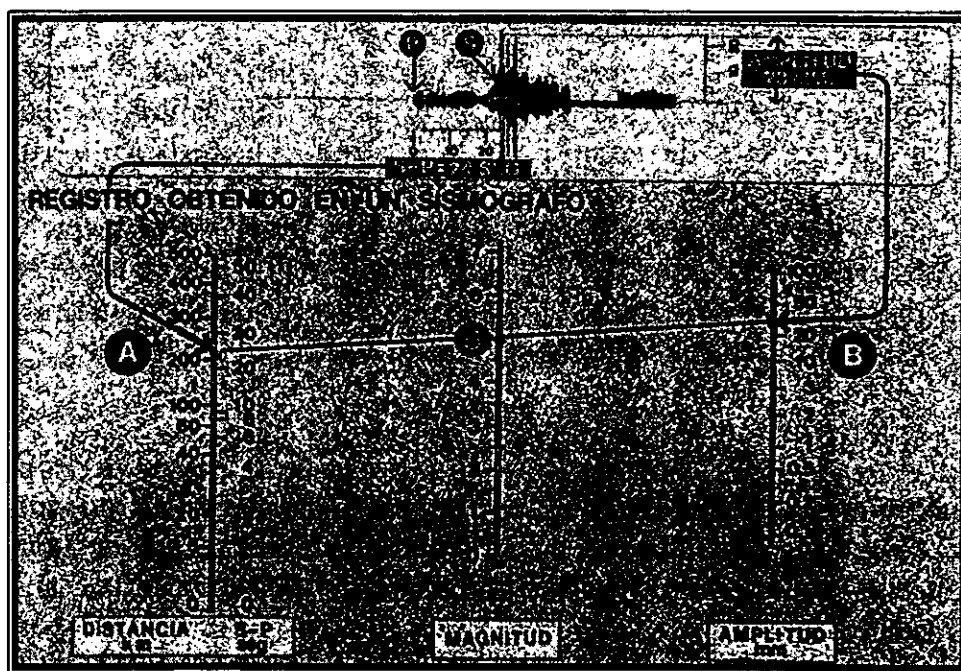


Figura 1.10 Determinación de la magnitud de un sismo.

La figura 1.10 ilustra la forma de determinar la magnitud de un temblor local. Como se indica en ella, la magnitud se determina con un nomograma, como sigue:

- 1) Se fija en la columna de la izquierda al punto A, que corresponde a la diferencia de tiempos, en segundos, de llegada de las ondas S y las ondas P, que es equivalente a la distancia del epicentro.
- 2) Se marca en la columna de la derecha el punto B correspondiente a la máxima amplitud, en milímetros, de las ondas del sismograma.
- 3) Se une en línea recta los puntos A y B. Dicha recta intercepta la columna central en el valor de la magnitud.

Si el registro corresponde a otra estación más distante, la diferencia en el tiempo de arribo entre las ondas S y P será mayor, pero la amplitud de las ondas será menor, por lo que se obtendrá aproximadamente la misma magnitud para el temblor, independientemente de donde se registre.

Como puede verse en la definición, la escala no tiene límite. De hecho, con los aparatos modernos es posible captar movimientos sumamente pequeños, lo que da lugar a magnitudes negativas con respecto al temblor patrón considerado como base por Richter; este tipo de temblores no es de importancia ingenieril.

Se ha observado que los temblores empiezan a causar problemas de la magnitud 5 en adelante, siendo las mayores magnitudes medidas del orden de 8.9; sin embargo, debido a que hay un cierto grado de saturación en los registros de temblores muy grandes, se ha ideado otro valor, conocido como *Momento Sísmico*, para poder diferenciar mejor los temblores más fuertes; el momento sísmico relaciona la rigidez de las rocas con el área de la falla y la cantidad que se desplaza ésta.

Un cambio en un grado en la magnitud representa una multiplicación por diez en las amplitudes de las ondas sísmicas. A partir de la magnitud es posible estimar la energía liberada por un sismo, por lo que a veces se dice que la magnitud es la energía liberada, lo que es incorrecto. Se han propuesto diferentes expresiones, pero la más aceptada es la siguiente:

$$\text{Log}E = 11.8 + 1.5M_s$$

donde

E= Energía expresada en ergs.

M_s= Magnitud determinada con las ondas superficiales captadas por un sismógrafo.

Como puede calcularse, una diferencia de un grado en la magnitud, por ejemplo entre 5 y 6, equivale a 32 veces más energía liberada. Si comparamos un temblor de magnitud 5 con uno de magnitud 7, tendremos casi 1000 veces más energía liberada y si la comparación es con la magnitud 8 la energía liberada será casi 32 000 veces más. El temblor de México del 19 de septiembre de 1985 liberó una energía equivalente a 3 028 bombas de Hiroshima.

Puede verse entonces que la escala distingue muy claramente los temblores realmente fuertes, aunque muchas veces sucede que un temblor relativamente chico ocurre cerca de una zona poblada y causa mayor destrucción que uno grande que ocurra muy lejos de zonas habitadas.

I.7 Regionalización sísmica de la República Mexicana

Los estudios de riesgo sísmico de lugares específicos se basan esencialmente en análisis estadísticos de la información disponible sobre los sismos ocurridos.

La interpretación de los datos estadísticos se basa en la hipótesis de que el proceso de generación de los sismos es estacionario, o sea que la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un sitio es constante en el tiempo. Esto implica que no hay aumentos o disminución de la sismicidad con el tiempo y que el hecho de que haya ocurrido un temblor de determinada magnitud en una cierta fecha, no modifica la probabilidad de que ocurra otro sismo igual o de otra magnitud en una fecha posterior. La explicación actualmente aceptada sobre el mecanismo de generación de sismos contradice la hipótesis ya que, una vez liberada cierta cantidad de energía a través de un sismo, se necesita cierto lapso para que se vuelva a generar esfuerzos elevados en el contacto entre las placas; sin embargo el análisis estadístico de los datos sísmicos disponibles muestra que, para intervalos de varias décadas, la hipótesis de un proceso estacionario de resultados aceptables el modelo de probabilidad más empleado en los estudios de riesgo sísmico es el de Poisson.

La información estadística más confiable se refiere a la magnitud de los sismos ocurridos; sin embargo, lo que interesa es la intensidad con que pueda presentarse en el sitio donde se va a construir una estructura. Es necesario por tanto establecer una relación entre magnitud e intensidad. Los parámetros básicos que definen la intensidad sísmica son la aceleración y velocidad máxima que el terreno experimenta. Con base en el análisis de un gran número de acelerogramas registrados en distintos lugares para un mismo sismo, se han establecido relaciones empíricas entre la magnitud de un sismo y la velocidad y aceleración máxima del terreno en un sitio que se encuentra a cierta distancia del epicentro. Estas relaciones se conocen como Leyes de atenuación y, entre las más empleadas internacionalmente están las propuestas por Estevea.

$$a = 1230 e^{0.8M} (R + 25)^{-2}$$

$$v = 15 e^M (R + 0.17 e^{0.59M})^{-1.7}$$

en donde a y v son la aceleración y velocidad máxima del terreno, M la magnitud del sismo y R la distancia entre el foco y el sitio en estudio, en km.

Es posible, recurrir a algunos de los catálogos existentes de magnitud y epicentros de sismos, seleccionar todos aquellos que tuvieron su epicentro a una distancia tal del sitio en estudio que pudieron haber causado allí algún daño; suele considerarse un radio de 500 km alrededor del sitio. Si para cada uno de estos sismos se aplican las leyes de atenuación y se determina la aceleración y velocidad máxima que debieran haber ocurrido en el lugar, por simple cuenta se puede determinar el número de veces que se ha excedido un valor dado de velocidad o aceleración en el periodo cubierto por el catálogo. Esta información se utiliza para construir curvas frecuencia-intensidad, como la que se muestra en la figura 1.11, y para ajustar a los puntos determinados en esa forma una curva por medio de una regresión estadística.

El caso de la figura 1.11 indica, por ejemplo, que para ese sitio, una aceleración del terreno de 50 cm/seg^2 (aproximadamente 0.05g ó 5 por ciento la aceleración de la gravedad) se excede en promedio cada 70 años, o sea tiene un periodo de recurrencia de 70 años.

Para valuar el riesgo sísmico de un sitio particular se suelen apoyar los estudios estadísticos anteriores con otras dos fuentes de información. Por una parte la que proviene de estudios a cerca de las fallas geológicas que existen en la región. La información acerca de intensidades sísmicas ocurridas en el sitio de interés, generalmente a nivel de grados de Mercalli estimados a partir de la descripción de los daños y, excepcionalmente, consiste en registros de aceleraciones. La información obtenida se procesa mediante técnicas estadísticas adecuadas, permite corregir las relaciones frecuencia-intensidad que resultaron de los estudios de sismicidad.

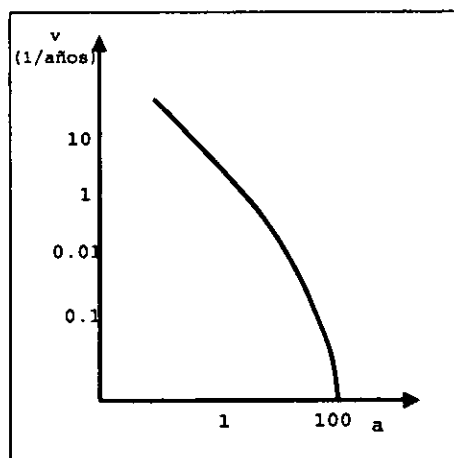


Figura 1.11 Gráfico de frecuencias - aceleraciones.

El estudio del riesgo sísmico para un sitio específico se justifica solo para obras de excepcional importancia, como presas y centrales termo y nucleoelectricas. Para las obras comunes solo puede recurrirse a estudios de riesgo sísmico de carácter mucho más general que dan lugar a la regionalización sísmica de un país. Aplicando técnicas como las anteriormente descritas, se determina el riesgo sísmico de un número de sitios suficientes para distinguir zonas de riesgo sísmico semejantes y poder asociar un valor de aceleración y velocidad máxima de terreno, u otra medida de la intensidad, que corresponde a un periodo de recurrencia dado.

La figura 1.12 muestra la regionalización sísmica de la República Mexicana, el cual esta contenido en el manual de la CFE. Se puede observar que el país esta dividido en cuatro zonas designadas con las letras A,B,C y D, en orden creciente de riesgo sísmico. El riesgo sísmico depende esencialmente de la distancia a la zona de mayor generación de sismos de gran magnitud que es la que se encuentra en la costa del Pacífico frente a los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas, lo que corresponde a la zona de subducción en que la placa de Cocos se introduce bajo la placa Norteamericana y

que a dicha zona le corresponde la mayor parte de la actividad sísmica que ocasiona temblores intensos. Por otro lado a lo largo del Mar de Cortés el movimiento relativo entre placas principalmente es de tipo lateral.

Debe tenerse cierta precaución al emplear mapas de regionalización como el mencionado, ya que la subdivisión es forzosamente burda y en una misma zona pueden quedar incluidos sitios de riesgo sísmico significativamente distintos. El mapa de la CEF no toma en cuenta los efectos de sitio. Para fines de diseño, la intensidad sísmica debe representarse por parámetros que permitan determinar fácilmente las solicitaciones que el sismo induce en la estructura.



Figura 1.12 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

I.8 Sistema de Alerta Sísmica para la Ciudad de México

El Sistema de Alerta Sísmica (SAS), desarrollado en el Centro de Instrumentación y Riesgo Sísmico (CIRES), con el apoyo de las autoridades del DF, permiten generar en la ciudad de México señales de alerta ante la ocurrencia de sismos fuertes generados en la costa del estado de Guerrero. El SAS detecta un sismo durante los primeros segundos de su desarrollo mediante un conjunto de 12 estaciones sensoras de campo autónomas. Generalmente, la detección de un sismo fuerte, es señalada consecutivamente por más de dos estaciones. En este caso, cada estación envía desde la costa del estado de Guerrero hasta la ciudad de México, mediante un sistema dual de radiocomunicación disponible las 24 horas del día, información descriptiva de la magnitud del sismo detectado.

Con la información proporcionada por las estaciones, las computadoras redundantes de la estación central de registro en el CIRES, estima la magnitud Richter correspondiente y si esta magnitud supera los 5 grados Richter, genera la señal de alerta correspondiente que se difunde a diferentes usuarios. Cuando la magnitud estimada está entre 5 y 6 grados Richter, se alerta solamente a los usuarios que estén interesados y se disparan las redes de registro acelerográfico instaladas en la Ciudad de México y valle de Toluca. Si la magnitud estimada supera los 6 grados Richter, la señal de alerta se envía además de los usuarios anteriores, a todos los usuarios suscritos al sistema en su etapa de evaluación experimental, entre los cuales se cuentan las estaciones radiodifusoras comerciales y por este medio, el público en general de ambos valles.

El sistema detector de sismos se instaló en las costas del estado de Guerrero, por que se considera que potencialmente es muy alto el riesgo de que ocurra un sismo de magnitud mayor a 7 grados Richter, sobre todo en las llamadas brechas o GAPs de Guerrero y Ometepec, debido al fenómeno de subducción entre las placas de Cocos y la placa Americana, a lo largo de la costa del Pacífico que afecta a los estados de Nayarit, Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. Puesto que la Ciudad de México se encuentra aproximadamente a 320 km de distancia de las costas de Guerrero, las ondas P de un sismo originado en dicha costa tardan 40 segundos en manifestar efectos en la Ciudad de México. Si embargo, las

ondas S, más destructivas tardan 80 segundos en arribar a la Ciudad de México. La fase destructiva de un sismo de gran magnitud, generalmente se percibe entre 30 y 60 segundos después del arribo de las ondas P a la ciudad.

El Sistema de Alerta Sísmica permite alertar con una anticipación promedio de 50 segundos a autoridades y a la población en general del valle de México sobre la ocurrencia inminente de un sismo que se está desarrollando en las costas del estado de Guerrero y cuyos efectos serán percibidos aproximadamente un minuto más tarde.

El SAS es un sistema complejo el cual está formado por los siguientes sistemas:

- Estaciones sensoras de campo.
- Estaciones repetidoras.
- Estaciones centrales de registro.
- Sistema de difusión de alerta.

El sistema detector de sismos está integrado por doce estaciones sensoras de campo, instaladas con una separación aproximada de 25 km, por lo que se abarcan aproximadamente 275 km de costa entre las localidades de Papanaoa hasta Huehuetán. Cada estación sensora de campo puede reconocer un sismo si ocurre dentro del radio de captura que abarca desde 10 hasta 85 km. Las estaciones de campo operan las 24 horas al día con energía solar y baterías recargables.

El SAS entró en operación el 1° de agosto de 1991. Desde entonces se han detectado sismos de diferentes magnitudes ocurridos en 220 fechas. El número de registros obtenidos supera los 360, ya que un mismo sismo puede ser detectado por más de una estación.

De los 220 sismos detectados, 194 han sido clasificados correctamente por la Estación Central de Registro como sismo de magnitud baja indeterminada; 13 como sismos de magnitud menor de 5 grados Richter; 8 con magnitudes entre 5 y 6 grados Richter y cinco como sismos de magnitud mayor de 6 grados Richter.

CAPITULO II

EFFECTOS SISMICOS EN EDIFICIOS

- II.1 Introducción
- II.2 Fuerzas de Inercia
- II.3 Periodo y Resonancia
- II.4 Modos naturales de vibración
- II.5 Amortiguamiento
- II.6 Ductilidad
- II.7 Mecanismos de falla
- II.8 Irregularidad en planta
- II.9 Resistencia y Rigidez
- II.10 Sistemas resistentes
- II.11 Efectos del suelo en las estructuras
- II.12 Espectros de Respuesta

II.1 Introducción

El efecto de los sismos sobre las estructuras depende principalmente de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. Las características dinámicas del movimiento son variables tanto durante un mismo temblor como de uno a otro, dependiendo de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud, así como del tipo de terreno en que estén desplantadas las estructuras.

Las características de interés del movimiento son la duración, la amplitud y la frecuencia, refiriéndose a la amplitud a los máximos valores que se alcanzan durante el sismo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo, y la frecuencia al número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad de tiempo. En terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento más violento y rápido que en terrenos blandos, donde es más lento; los desplazamientos y la duración total suelen ser mucho mayores en terreno blando.

Las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente debido a la incertidumbre existente en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los elementos que forman la estructura, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura; también es poco frecuente incluir la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas de un edificio.

II.2 Fuerzas de Inercia

El movimiento del suelo no daña al edificio por un impacto similar al de una bola de un demolidor, o por presión aplicada externamente, como la del viento, si no por fuerzas de inercia generadas internamente causadas por la vibración de la masa del edificio. La masa, tamaño y forma del edificio (su configuración) determinan parcialmente tanto la naturaleza de estas fuerzas como la manera en que serán resistidas.

Las fuerzas de inercia son el producto de la masa por la aceleración ($F = m \times a$, de acuerdo con la segunda ley de Newton). La aceleración es el cambio de velocidad en función del tiempo, y es una función de la naturaleza del temblor. La masa es una característica del edificio. Puesto que las fuerzas son de inercia, por lo general un aumento en la masa produce un aumento en la fuerza, por ello la virtud del uso de la construcción de peso ligero como un enfoque del diseño sísmico adecuado.

Los otros aspectos de la masa, además de su participación en el aumento de las cargas laterales, son que la falla de elementos verticales como las columnas y los muros, puede presentarse por pandeo, cuando la masa, empuja hacia abajo debido a la gravedad, ejerce su fuerza sobre un miembro flexionado o desplazado lateralmente por las fuerzas laterales. Este fenómeno se conoce como el efecto de $P-e$ o $P-\Delta$ (figura 2.1). Cuando mayor sea la fuerza vertical, mayor será el momento debido al producto de la fuerza P , y la excentricidad, e (o Δ). Aunque por lo común los edificios tienen gran reserva para soportar carga vertical debido a los requisitos de carga gravitacional que señalan los reglamentos de construcción, este factor de seguridad no atenúa necesariamente el problema $P-e$, que puede producir flexión en las columnas.

El efecto de $P-e$ se presenta con mayor riesgo en edificios que tienen asentamientos diferenciales, donde la excentricidad puede alcanzar valores muy grandes.

Los sismos sacuden al suelo en diversas direcciones, incluyendo en componentes ascendentes y verticales. Por lo general, los reglamentos tratan de manera muy superficial estas fuerzas verticales de sismo. La carga vertical es la que casi siempre hace que el edificio se colapse; durante un terremoto generalmente los edificios se caen, hacia abajo, no hacia adelante. Las fuerzas laterales agotan la resistencia de la estructura mediante flexión y esfuerzo cortante en las columnas, vigas y muros, y luego la gravedad atrae a la estructura debilitada o distorsionada hacia abajo.

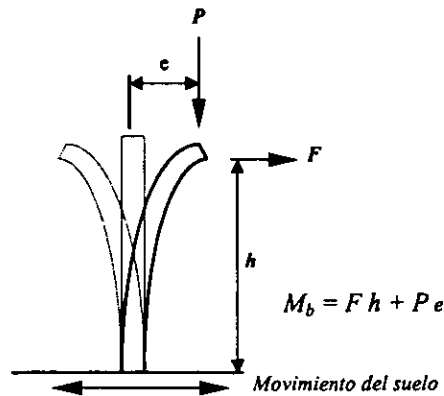


Figura 2.1 El momento adicional causado por los efectos P-e se ejercen de manera concurrente con los otros esfuerzos inducidos por el sismo y la gravedad.

II.3 Período y Resonancia

Si se sacude un asta bandera con un objeto pesado en la parte superior, con el intento de quebrarla, pronto se aprenderá a sincronizar los empujones y jalones con la tendencia natural del asta a vibrar de un lado a otro con un ritmo determinado, que es su período fundamental. Si tiende a balancearse de un lado a otro un ciclo completo por segundo cuando se jala y se deja de vibrar, tendrá un período fundamental de un segundo. Si se puede predecir de manera aproximada la velocidad con que se sacudirá el suelo, lo cual es similar a controlar la velocidad o ritmo con que se sacude la base del asta, así se podrá ajustar el ritmo con que el asta vibrará naturalmente, de tal manera que los dos puedan o no coincidir. Si coinciden, entonces las dimensiones del balanceo se harán más grandes; se dice que el asta entra en resonancia, y las cargas sobre ellas aumentarán. El movimiento del suelo impartirá al edificio vibraciones similares a las que se producen al sacudir el asta bandera. Los períodos fundamentales de las estructuras pueden fluctuar desde aproximadamente 0.05 segundos para una pieza de equipo bien anclada, 0.1 segundos para un marco sencillo de un piso, 0.5 segundos para una estructura baja de hasta cuatro pisos, y entre 1 y 2 segundos para un edificio alto de 10 a 20 pisos. Usualmente, los períodos naturales del suelo son entre 0.5 y 1.0 segundos, de tal modo que es posible que el edificio y el suelo tengan el mismo período fundamental. Por lo tanto, hay una alta posibilidad de que el edificio se aproxime a un estado de resonancia parcial, denominada cuasi-resonancia. Así, al diseñar un edificio, es conveniente calcular los períodos fundamentales tanto del edificio como del lugar donde se va a cimentar, a fin de hacer una comparación para ver si existe la probabilidad de cuasi-resonancia. Si en los estudios iniciales se ve que esto es así, entonces sería aconsejable cambiar las características de resonancia del edificio, ya que las del lugar son fijas.

Es muy fácil demostrar por medio de una mesa vibradora en la que se colocan modelos de estructuras con diferentes períodos de oscilación, que la respuesta de uno de ellos se puede amplificar considerablemente moviendo la mesa con un período igual al de ese modelo, observándose que los otros no sufren mayores oscilaciones. Al cambiar el período de la oscilación, se excitará algún otro modelo, y así sucesivamente (figura 2.2).

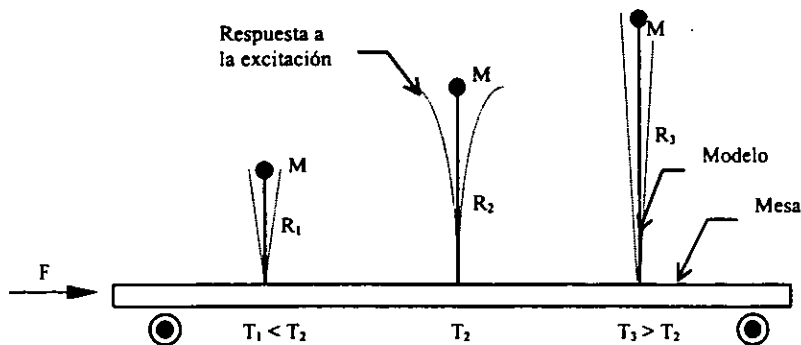


Figura 2.2 Demostración de la resonancia por medio de una mesa vibradora.

Los periodos naturales de los diferentes tipos de suelo se calculan por métodos que requieren de mucho criterio, basados en las experiencias con sismos registrados previamente en lugares cuyas características del suelo sean similares o supuestamente similares. Estas estimaciones se expresan mediante el uso de un espectro de respuesta, el cual proporciona una ilustración útil del comportamiento esperado del lugar.

Una estructura puede tener más de un periodo, aún cuando todos los factores permanezcan constantes. Parte del problema de diseño sísmico es "sintonizar" el edificio de tal manera que su propio periodo esté fuera del intervalo de los periodos probables del terreno, lo que reduce o elimina la posibilidad de una amplificación forzada por resonancia. Para lograr esto en edificios, existen posibilidades análogas, como cambiar el peso de la estructura y la distribución de masa, pero también el diseñador puede elegir cambiar el tipo de diseño para reducir la posibilidad de resonancia. Esto se podría hacer desde el principio del proceso del diseño, cuando se toman las decisiones fundamentales sobre configuración y materiales, si se va a diseñar un edificio alto o bajo, o si se va a usar una estructura de acero o de concreto.

II.4 Modos naturales de vibración

Bajo los efectos de un temblor, un edificio puede ser deformado, adoptando figuras relativamente simples, llamadas modos naturales de vibración. Al ser sacado el edificio fuera de su posición normal de equilibrio, puede vibrar adoptando distintas configuraciones (modos). Las fuerzas inerciales generadas en varios puntos de la estructura, tienen una distribución, cuya forma esta relacionada a la forma del modo ó periodo de vibración correspondiente.

Si las masas pasan totalmente de uno a otro lado, se le conoce como modo fundamental ó primer modo de vibración. Si en la configuración aparece un punto de inflexión, se llega a un segundo modo, y a un tercer modo, si son dos los puntos de inflexión.

Hay modos de vibración más altos en que la estructura experimenta deflexiones con más ondulaciones y no solo flexión de un lado para otro. En la fig. 2.3 se muestra los modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad. El primer modo, o modo fundamental, se caracteriza por no mostrar puntos de inflexión y por tener frecuencia más baja (el periodo más largo). Al pasar a los modos superiores, la configuración presenta cada vez un nuevo punto de inflexión y el periodo natural va disminuyendo. Al excitar el sistema cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

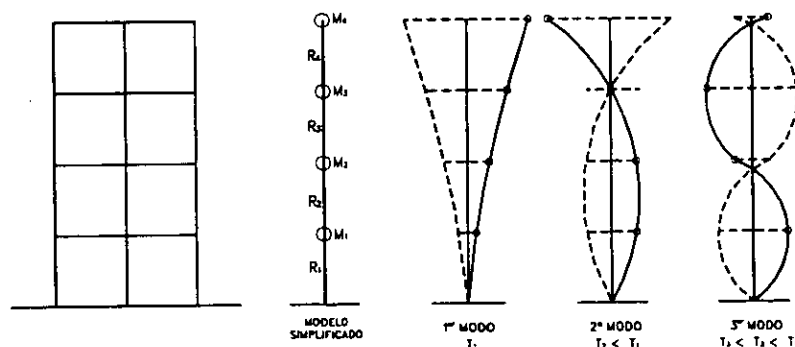


Figura 2.3 Modelo simplificado de un edificio y modos de vibrar.

La mayoría de la energía del sismo se absorbe por oscilaciones en los primeros modos de vibración; así, en una estructura de muchos grados de libertad, el análisis se simplifica notablemente, ya que basta para las estructuras regulares, determinar la respuesta ante los tres primeros modos para tener una idea muy precisa de la respuesta total.

Los modos de vibración de la estructura, que están en función de la distribución de masas y rigideces del sistema, son la base para lo que se conoce como El Análisis Dinámico Modal.

II.5 Amortiguamiento

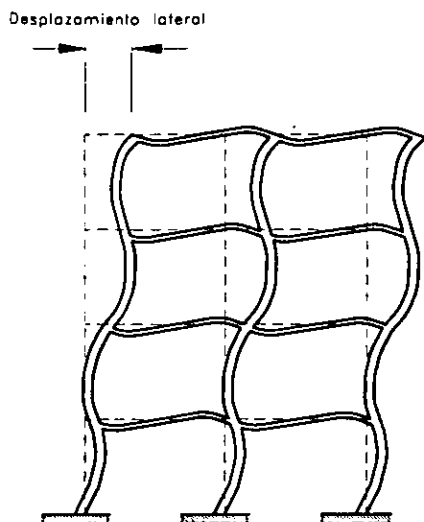


Figura 2.8 Deformación de marcos ante cargas laterales

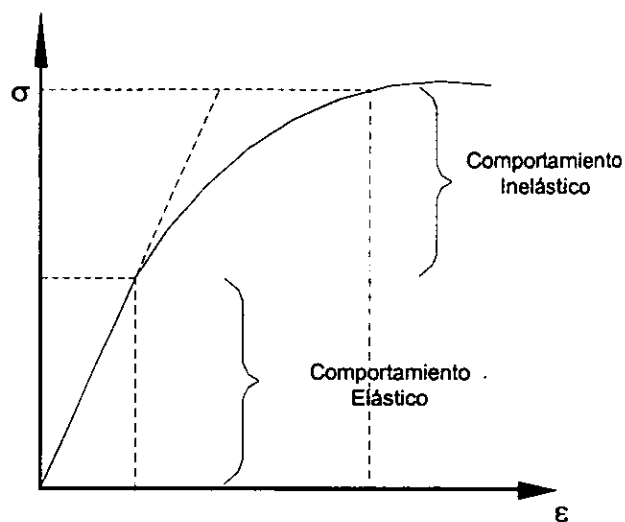


Figura 2.9 Comportamiento elástico e inelástico de los materiales.

Las rigideces relativas de los miembros son importantes algunas veces en el análisis bajo cargas gravitacionales, pero lo son mucho más en el análisis sísmico. Cuando un elemento horizontal rígido o un diafragma, como una losa de concreto, se une a elementos verticales resistentes, fuerza a estos elementos a deformarse lateralmente en la misma medida (puesto que el diafragma es rígido, puede suponerse para propósitos analíticos, que se traslada la misma cantidad en toda su área sin distorsión alguna). Si dos elementos (dos marcos, dos muros, dos miembros diagonales, o cualquier combinación) son obligados a deformarse lateralmente la misma cantidad, y si uno es más rígido, este absorberá más carga. Solo si las rigideces son idénticas, se puede suponer que comparten igualmente la carga. Como por lo general los pisos o techos de losa de concreto entran en la clasificación de "diafragma rígido", y puesto que no es usual que todos los muros, marcos ó marcos contraventeados sean idénticos, la evaluación de las rigideces relativas es una parte necesaria en la mayoría de los problemas de análisis sísmico.

Piso débil

El más importante del conjunto de problemas causados por discontinuidad de resistencia y rigidez es el del "piso débil". Este nombre se le aplica comúnmente a los edificios, cuya planta baja es más débil que las plantas superiores. Sin embargo un piso débil en cualquier nivel crea problemas, pero como las fuerzas generalmente son mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primero y el segundo piso tiende a provocar el colapso de la estructura. Existe piso débil cuando hay una discontinuidad significativa de resistencia y rigidez entre la estructura vertical de un piso y el resto de la estructura. Esta discontinuidad se puede presentar debido a que un piso, por lo general el primero, es significativamente más alto o sin muros que el resto, produciendo así una disminución de rigidez.

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos estructurales verticales se proyectan hacia la cimentación, si no que algunos terminan en el segundo piso para aumentar los claros de la planta baja (fig. 2.10), esta condición crea una trayectoria de carga discontinua que produce un cambio abrupto de resistencia y rigidez en el punto de cambio.

El piso débil se puede dar también por un piso abierto que soporta muros superiores estructurales o no estructurales pesados. Esta situación es más grave cuando el muro superior es de cortante y actúa como elemento principal resistente de la fuerza lateral.

El problema básico de todas estas variaciones de piso débil es que la mayor parte de las fuerzas sísmicas de un edificio, y cualquier deformación estructural consecuentemente, tendrán a concentrarse en el piso más débil o en el punto de discontinuidad, en lugar de distribirse de manera más uniforme entre todos los pisos. Las soluciones para el problema del piso débil comienza por su eliminación, o sea evitar la discontinuidad modificando el diseño arquitectónico. Si esto no es posible, el siguiente paso es investigar la forma para reducir la discontinuidad por otros medios, como es aumentar el número de columnas o agregar contraventeo.

entre vigas y traveses rigidizantes) y también en función de su material. La flexibilidad del diafragma, relativa a los muros resistentes al cortante cuya fuerza está transmitiendo, también tiene una influencia importante sobre la naturaleza y magnitudes de estas fuerzas. Este efecto se ilustra en la figura 2.11.b.

Los diafragmas flexibles usualmente se hacen de madera, de piso de acero sin concreto, o de piso ligeramente reticulado. Los diafragmas largos y angostos de cualquier material también se pueden comportar flexiblemente. Los diafragmas son mucho más flexibles que los elementos verticales y se supone que solo actúan como simples vigas que cubren claros sobre apoyos que no ceden. Los diafragmas rígidos se hacen usualmente de losas de concreto, los elementos verticales son más flexibles que el diafragma, el cual se supone que actúa como una placa no distorsionable.

Muros de cortante y marcos contraventeados

Los muros verticales en voladizo diseñados para recibir fuerzas laterales de los diafragmas y transmitirlos al suelo por lo común se denominan muros de cortante. Las fuerzas en estos muros son predominantemente cortantes, aunque en muros de cortante esbelto también se flexionará de manera significativa (fig. 2.12a).

En la fig. 2.12 b se ilustra un edificio sencillo con muros de cortante en sus extremos. El movimiento del suelo mueve al edificio y crea fuerzas de inercia que mueven a su vez a los diafragmas de piso. Este movimiento es resistido por los muros de cortante, y las fuerzas se transmiten hacia abajo hasta la cimentación. Si uno se imagina que el edificio se voltea hasta proyectarse horizontalmente, resulta claro que los muros cortantes estarían actuando como vigas en voladizo que soportan vigas representadas por los diafragmas de piso. Sin embargo a diferencia de un voladizo normal que soporta fuerzas de gravedad, el muro de cortante debe resistir fuerzas dinámicas que están invirtiendo su dirección mientras continúa el movimiento fuerte (fig. 2.12 c), lo cual depende las características del sismo.

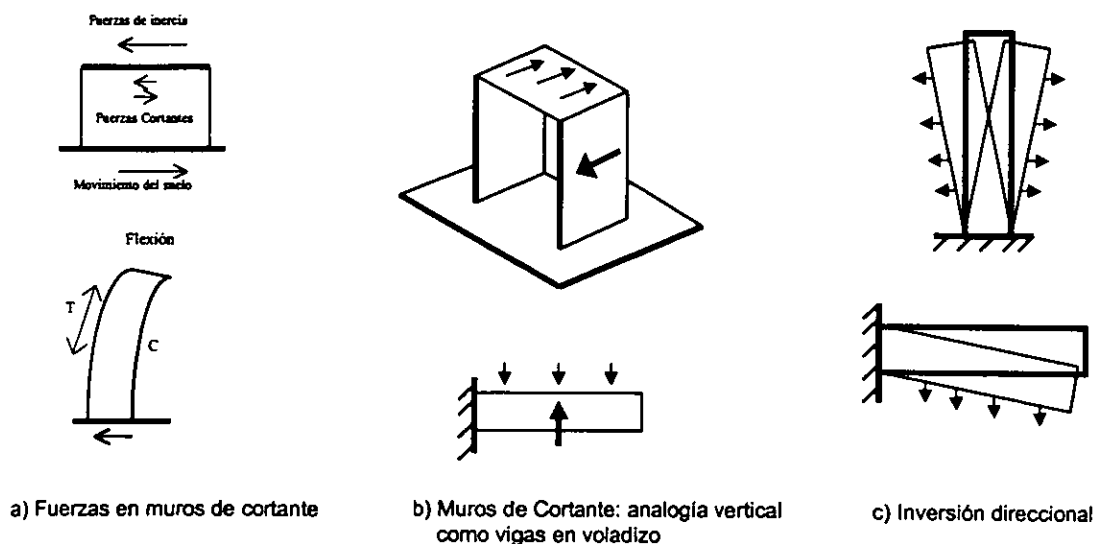


Figura 2.12 Fuerzas en muros de cortante.

El tamaño y la localización de los muros de cortante son críticos. Las plantas se pueden concebir como conjuntos de elementos resistentes con orientaciones variables para resistir las fuerzas de traslación, que se colocan a distancias variables del centro de rigidez para resistir fuerzas de torsión.

Cuando los muros de cortante formen los principales elementos resistentes laterales del edificio, se puede requerir que soporten cargas muy altas. Si estos muros no coinciden en planta, de un piso al siguiente, las fuerzas producidas por estas cargas no pueden transmitirse directamente hacia abajo a través de los muros desde el techo a la cimentación, y la consecuente trayectoria indirecta de las cargas puede producir graves sobreesfuerzos en los puntos de discontinuidad, formándose lo que se conoce como planta baja débil. Este es un error fundamental que no se puede cometer.

Los marcos contraventeados actúan de la misma manera que los muros de cortante, aunque pueden tener menos resistencia, dependiendo de su diseño y detallado. El contraventeo, por lo general es a base de perfiles laminados de acero,

CAPITULO III

DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO PREFABRICADO DURANTE SISMOS

- III.1 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 85 en México
- III.2 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 89 en Armenia, URSS
- III.3 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 94 en Northridge, E.U.
- III.4 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo de 1995 en Kobe, Japón

III.1 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 85 en México¹⁰

El Terremoto del 19 de Septiembre de 1985 ocurrió a las 7:19 a.m., tiempo local. Tubo su epicentro a 30 kilómetros de las costas Mexicanas del Pacífico, cerca de la desembocadura del Río Balsas, frente a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 km de la Ciudad de México. 36 horas después, a las 7:38 p.m. ocurrió otro movimiento. Los sismos tuvieron una magnitud en la escala de Richter de 8.1 y 7.5 respectivamente. La profundidad focal ha sido estimada en 16 km. El sismo fue provocado por el movimiento de la placa Cocos bajo la placa de Norteamérica. El desplazamiento promedio entre la placas fue de 1.40 m en una superficie de unos 13 500 km², con un rompimiento de 180 km a lo largo de la fosa y 75 km en dirección perpendicular. 36 horas después, a las 7:38 p.m. ocurrió otro movimiento. Los sismos tuvieron una magnitud en la escala de Richter de 8.1 y 7.5 respectivamente. Generalmente un sismo de esta magnitud siempre tiene numerosas réplicas. El primer sismo se sintió, con intensidad variable, en unos 800 000 km² del territorio nacional, principalmente en los estados de Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, México y el Distrito Federal. Las intensidades asignadas con base en la escala de Mercalli modificada, fueron: de grado VII a IX en Lázaro Cárdenas y de IX en playa Azul, Michoacán; de VIII en Ciudad Guzmán, Jalisco; de VII en Ixtapa-Zihuatanejo, de VI en Acapulco, Guerrero, y de VI en Manzanillo, Colima. En el Distrito Federal las intensidades variaron de VI en la periferia del Valle de México a VIII, IX y hasta X en algunas zonas del centro de la Ciudad.

En la red conjunta entre la UNAM y la U. de California se obtuvieron 15 registros del sismo del 19 de septiembre y 12 del evento del día 20. Las aceleraciones máximas son de 0.12g a 0.15g en el primer caso y de 0.1g a 0.15g en el segundo caso. Todos los aparatos estaban desplantados en roca firme; los periodos dominantes en estos registros son menores, en general, de 0.5 segundos. En una medición hecha en Zacatula, cerca de Lázaro Cárdenas, Michoacán, se observaron aceleraciones máximas de 0.27g en dirección norte-sur; aparentemente este aparato estaba desplantado en terreno menos firme que los anteriores.

Los registros obtenidos en otro tipo de terreno blando, en la Central de Abastos, donde el espesor de arcilla compresible es mayor, muestran aceleraciones máximas del orden de 0.10g, con periodos predominantes de hasta 3.5 segundos. En el terreno de transición, en Viveros de Coyoacán, las máximas aceleraciones registradas fueron de 0.04g, con periodos dominantes más cortos; lo mismo se observó en terreno firme, en Ciudad Universitaria y en Tacubaya, donde también las máximas aceleraciones registradas fueron del orden de 0.04g.

Los valores del reglamento no fueron rebasados en terreno firme ni en terreno de transición, pero si lo fueron en el terreno blando, donde se llegó a valores cuatro veces más grandes que los reglamentarios.

Es importante aclarar que las componentes sísmicas que causan mayor efecto en las construcciones son las horizontales, pues tienden a voltearlas, mientras que las verticales sólo incrementan en un porcentaje relativamente pequeño las cargas verticales, por lo que únicamente causa en ocasiones problemas en grandes voladizos o en cubiertas de claros importantes.

Las fallas más comunes durante el sismo fueron las siguientes:

- Desmoronamiento inclinado de las trabes en la proximidad de sus extremos debido a tensión diagonal
- desprendimiento y desmoronamiento del concreto en la parte inferior de las trabes cerca de la unión con las columna, como consecuencia del exceso de compresión por flexión.
- Deslizamiento o punzonamiento de las columnas en los capitales de estructuras de losa plana aligerada.
- Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal.
- Desprendimiento y desmoronamiento del concreto de las columnas, como consecuencia de la repetida inversión de esfuerzos y las grandes deformaciones provocadas por el sismo.
- Agrietamientos diagonales en cruz en muros de carga o de relleno provocados por tensión diagonal al haber un exceso de carga en ambos sentidos.
- En un buen número de casos los daños en las columnas fueron provocados por golpes entre edificios vecinos, sobre todo cuando el nivel de las losas en uno y otro edificio era diferente; también hubo muchos casos de daño causados por sobrecargas excesivas, debidas a cambios de destino con respecto al proyecto original.

Las estructuras más afectadas fueron las de tipo esquelético de concreto reforzado, construidas por columnas y sistemas de piso a base de traveses y losas o a base de losas planas aligeradas formando marcos rígidos. Los daños en las losas planas aligeradas fueron más frecuentes que en las de traveses y losas.

La coincidencia de los periodos dominantes del suelo y de las estructuras causó el fenómeno de resonancia (del sistema suelo-cimentación-estructura), lo que se tradujo en un incremento significativo en la severidad de los movimientos a que fueron sometidas las estructuras. Si a esto se le agrega que gran porcentaje de la energía contenida en el sismo del 19 de septiembre de 1985 estuvo contenida precisamente en periodos cercanos a 2 segundos, se explica porqué los edificios de 8 a 15 niveles sufrieron más que otros de alturas diferentes. En otros sitios principalmente hacia el oriente, donde los espesores de arcilla son superiores a 50 m, el periodo de vibración dominante del suelo aumenta a más de 3 segundos, y no causó efectos de resonancia, pues las estructuras de esta zona tenían periodos de oscilación mucho más cortos, por lo que los daños ahí fueron menores.

Cerca de 180 edificios se colapsaron y 85 fueron severamente dañados y destinados a su demolición. Varios daños se concentraron en áreas de la ciudad con suelo blando. La mayoría de los edificios eran 6 a 15 niveles. 143 de estos eran estructuras de marcos de concreto reforzado; 85 eran de losas planas con o sin muros divisorios; 10 de estructuras metálicas; 17 construcciones de masonería; 10 de otro tipo de estructuras.

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO¹

En México los productores de estructuras de concreto prefabricado manufacturan una gran variedad de componentes, como vigas T individuales, y doble T (de 2.0 m, 2.5 m y 3.0 m), losas estruidas, viguetas y bovedilla. Todo tipo de vigas para el diseño de plantas industriales, columnas y bases individuales, en su mayoría para edificios de cinco a ocho pisos (en algunos casos para nueve pisos), también piezas especiales para puentes, y otros elementos con formas complejas para proyectos especiales.

Únicamente un pequeño porcentaje de los edificios del centro de la Ciudad de México utilizó estructuras de concreto prefabricado. La mayoría de los edificios prefabricados se encuentran fuera del centro de la ciudad. Esto se debe a que dentro de la ciudad, el uso de grúas para la colocación de grandes elementos es difícil por las calles estrechas y el tráfico pesado. Diversos estacionamientos de varios niveles han sido construidos con elementos prefabricados, algunos de ellos en las áreas donde hubo varios daños estructurales.

Cerca del 40 por ciento de los puentes en la Ciudad de México fueron construidos con miembros de concreto pretensado, usando colado in situ en los nudos, para unir los componentes del puente y tener un comportamiento similar al del concreto monolítico.

Todos los elementos estructurales en losas (vigas T individuales, doble T, losas estruidas, vigueta y bovedilla) usan en sus juntas concreto colado en el lugar con refuerzo.

Las conexiones entre losas y vigas o vigas y columna son coladas en el lugar la mayoría reforzadas o soldadas con barras de acero. En otros casos se usa el concreto postensado entre las conexiones de viga columna. En la mayoría de los edificios de la ciudad se usaron elementos prefabricados, y en algunos casos las columnas son coladas en el lugar, y rara vez fueron usados muros de cortante en los edificios.

ARQUITECTURA DEL CONCRETO PREFABRICADO¹

Hay cerca de 1000 edificios en la Ciudad de México con más de quince niveles de altura, con revestimientos arquitectónicos de concreto prefabricado. Hay cerca de una docena de edificios con fibra de vidrio y concreto reforzado, que fue usado como recubrimiento de la superficie arquitectónica de los paneles de concreto prefabricado. Dos de estos edificios están en el rango de veinte pisos, los restantes están entre cuatro y cinco niveles de altura. El comportamiento de los paneles prefabricados durante sus 4 a 5 años de vida es satisfactorio. Ninguno de estos edificios se localiza en zonas de daños por el sismo y su comportamiento fue satisfactorio.

Hubo únicamente dos casos de mal comportamiento de los revestimientos arquitectónicos durante el sismo. Es el caso del edificio de "Seguros la República" de seis niveles, donde algunos paneles fueron separados varios centímetros en su parte superior y ante algunas conexiones flexibles los pernos fallaron por corte. Las conexiones de soldadura de los restos del panel se mantuvieron intactas.

Otro caso fue el de un edificio de doce niveles ubicado en la esquina de las Avenidas de Nuevo León y Campeche, del tercer nivel se cayeron los paneles arquitectónicos de dos pisos. Estos paneles eran de forma -U de 1.20 m de ancho por 25 cm de fondo, estos se encontraban recubriendo el nudo entre dos columnas, donde estos se encontraban unidos

únicamente a una de las dos columnas para permitir el funcionamiento del nudo. Aparentemente durante el sismo el nudo se separó y provocó que los paneles se separaran y cayeran.

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON COMPONENTES PREFABRICADOS¹

En la Ciudad de México hay un gran número de construcciones de varios pisos, edificios comerciales, estacionamientos, construidos con elementos prefabricados, aunque estos representan un pequeño porcentaje de los edificios de la ciudad. Hay también escuelas de uno y dos niveles construidos con elementos prefabricados.



Figura 3.1 Restos de la conexión viga- columna del Hospital General de Maternidad.



Figura 3.2 Restos del sistema de piso doble tee, Hospital General de Maternidad.



Figura 3.3 Colapso parcial del estacionamiento de la calle Carranza.



Figura 3.4 Detalle de los restos del estacionamiento de la calle Carranza.

Algunas de estas construcciones se encuentran localizadas en zonas con daños severos. Cinco de los 265 edificios colapsados o con daños severos contenían elementos estructurales prefabricados. A continuación se hace una descripción de algunos edificios que usaron elementos prefabricados en la Ciudad de México.

En el Hospital General de Maternidad de seis pisos (Fig. 3.1 y 3.2), y el estacionamiento de la calle Carranza (Fig. 3.3 y 3.4), se observan muchas conexiones entre vigas y columnas.

Como puede verse en las figuras 3.1 y 3.2, el Hospital General de Maternidad tenía en el sistema de piso vigas doble T de 5 cm de espesor, mientras que el estacionamiento estaba formado por losas estruadas.

La principal causa del colapso del Hospital General de Maternidad fue el debilitamiento a la mitad de las columnas. En cuanto al estacionamiento este se mantuvo de pie, y un costado fue aplastado junto a la estructura vecina; el golpeteo de la estructura adyacente pudo ser la causa de la falla.

Edificio de apartamentos de 7 pisos. Este edificio se localiza en la Avenida Amsterdam, fue construido en el año de 1979. Su sistema de piso es a base de losa extruida con un firme de concreto de 5 cm de espesor para crear la acción de un diafragma, las columnas fueron coladas en el lugar. En los niveles inferiores al quinto nivel se usaron muros de mampostería de blocks de concreto, y en los pisos superiores se usó muros de ladrillo. No se observaron daños en su estructura excepto agrietamientos en las conexiones entre la losa y el descanso horizontal de la escalera (la escalera fue colada en el lugar), también se tuvieron grietas moderadas en una porción de los muros de mampostería de concreto en ambas direcciones.

Edificio de estacionamiento de 7 pisos. Este edificio se localiza en una zona donde los daños fueron moderados (Fig. 3.5). Su sistema estructural está formada por 3 crujiás de 17 m cada una, a base de traves "T" pretensadas, soportadas en los extremos por traves portantes de sección "L", estas a su vez descansan en columnas de concreto prefabricado. Se empleó concreto colado en el lugar para unir los elementos prefabricados y crear marcos para resistir la acción de las fuerzas horizontales. También se usaron pretilos de concreto precolado alrededor del perímetro del estacionamiento. No hubo evidencias de daños en el estacionamiento, aunque se tubo evidencias de distorsión por los agrietamientos en los muros de la entrada al estacionamiento.

Edificio de estacionamiento de 4 pisos. Este edificio se localiza entre las calles Antonio Anza y la Avenida Cuauhtémoc. La planta baja es utilizada como locales comerciales y los niveles superiores como estacionamiento. Su sistema estructural es a base de traves doble "T" como sistema de piso, con claros de 15 m y 60 cm de peralte, en sus extremos están soportadas por traves "T" invertidas y sobre ellas se colocó un firme de concreto de 5 cm de espesor para crear la acción de un diafragma. Las traves invertidas son soportadas por columnas prefabricadas con grandes capiteles. Hay 7 crujiás longitudinales de 15.25 m y 7 crujiás transversales de 11 m. Las conexiones viga columna son coladas en el lugar. La resistencia lateral en la dirección transversal es provista por las traves "T" invertidas y las columnas creando la acción de un marco, y en la dirección longitudinal (en la dirección de las traves doble "T") por traves de 1.1 m de peralte y las columnas. También se tienen rampas circulares coladas en el lugar en el centro de la estructura. Alrededor del perímetro del estacionamiento cuenta con pretilos de concreto precolado y en las esquinas están redondeados. La estructura no presentó daños excepto por la planta baja donde se tuvieron grietas y pequeñas separaciones en las uniones de los muros de mampostería y las columnas.

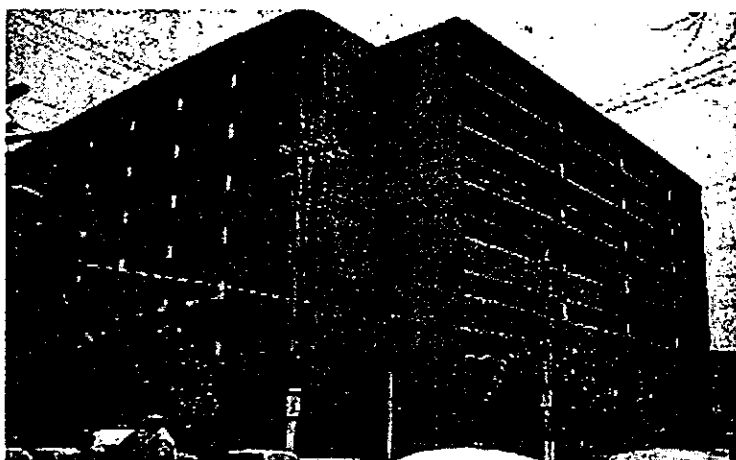


Figura 3.5 Vista general del estacionamiento de siete pisos.

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EN LAZARO CARDENAS

El epicentro del sismo fue ubicado en las costas de Guerrero y Michoacán, por lo que es de gran importancia mencionar el comportamiento de algunas estructuras que usaron elementos prefabricados en esos estados, principalmente en Lázaro Cárdenas que se encontraba a 30 km del epicentro.

A continuación se hace la descripción de tres estructuras industriales de una planta de fertilizantes que se construyeron en el año de 1978, en Lázaro Cárdenas. Una de las razones por la cual se usaron estructuras de concreto prefabricado y pretensado fue la necesidad de tener una protección contra la corrosión. Las estructuras son: tres silos grandes, una nave de tres crujiás, una nave de dos crujiás.

Tres silos Grandes. La forma de los silos es a base de "marcos de sección A". Cada uno de los silos mide 68 m de ancho, 280 m de largo y 28 m de altura. Los marcos están formados por dos vigas de concreto prefabricado pretensado de sección canal de 44.7m de longitud y con un peralte al centro del claro de 1.8 m; las vigas están cimentadas sobre zapatas que a su vez están unidas por medio de una viga postensada, formando un triángulo. En la parte de arriba las vigas se unen por medio de unos pernos y entre ellos se encuentra una placa de neopreno para permitir la libre rotación de las vigas; se usaron largueros de sección transversal "L" de concreto prefabricado para recibir el techo de lámina de asbesto. Como resultado del sismo, únicamente se tuvieron pequeños daños, algunas de las columnas de los muros longitudinales necesitaron ser reforzadas con contrafuertes en la parte exterior.

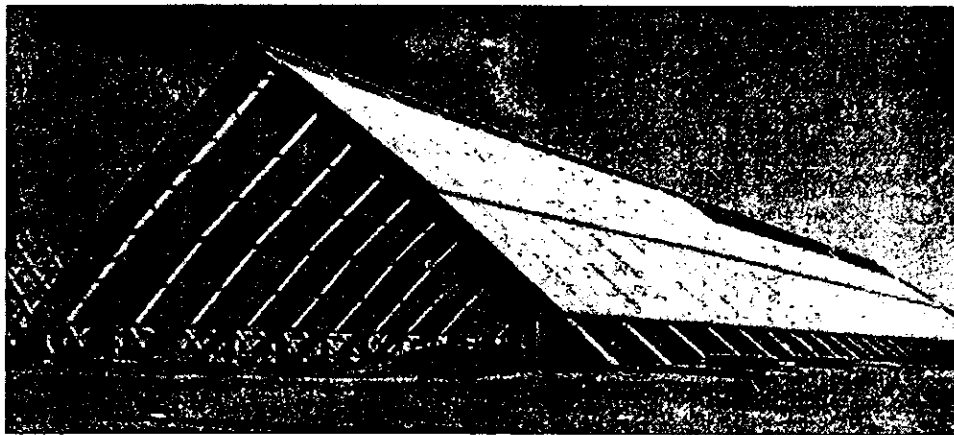


Figura 3.6 Vista general de los Silos de concreto prefabricado de Lázaro Cárdenas Michoacán.

Nave de tres crujiás. Esta nave está formada por dos crujiás en forma de "dos aguas" y una casi horizontal, la nave mide 58 m de ancho, y 120 m de largo, cada una de las crujiás del techo de "dos aguas" miden 25 m de largo, y la horizontal tiene 8 m de claro. Las vigas usadas son de concreto prefabricado pretensado de sección canal, el techo es similar al de los silos anteriormente mencionados. Se usaron columnas de concreto prefabricado, unas en el centro que miden 19 m de altura y otras en los extremos con una altura de 5 m. Las columnas de centro tienen forma de tenedor para recibir las vigas del techo. La resistencia lateral es tomada por las columnas pequeñas que actúan en forma de cantiliver. Durante el sismo varias de las vigas se movieron de sus soportes por casi 20 cm. Mediciones hechas después del sismo indicaron que el ancho del edificio se había incrementado de 10 a 12.5 cm.

Nave de dos crujiás. Esta nave tiene 50 m de ancho y 120 m de largo. Las vigas son de concreto prefabricado pretensado de sección canal, el techo es horizontal y su estructura es igual a la del edificio anterior. La resistencia lateral es provista por columnas de concreto prefabricado que están cimentadas en zapatas. Durante el sismo los grandes movimientos causaron que una parte del techo se separara por más de 1 m, algunas columnas del centro se asentaron causando diferencias relativas con las columnas de los extremos por más de 60 cm. Los elementos estructurales no sufrieron daños importantes.

Las estructuras de concreto prefabricado y pretensado tuvieron un buen comportamiento, y no se tuvieron problemas a causa de los esfuerzos por flexión o cortante.

III.2 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 89 en Armenia, URSS⁴

El día Miércoles 7 de diciembre de 1988 a las 11.41 a.m. tiempo local ocurrió un sismo en el norte de Armenia. Entre la unión de las placas Eurasiática y la Arábica; El epicentro se localizó muy cerca de la ciudad de Spitak, la cual fue casi destruida al igual que Leninakan y Kirovakan que sufrieron varios daños. Tubo una profundidad focal de 15 km, una magnitud de 6.9 en la escala de Richter, y se sintió en un radio de 30 a 40 km del epicentro. Cerca de 40 000 personas murieron y más de 1000 edificios se colapsaron o sufrieron daños. En algunos lugares se pudieron medir las aceleraciones del suelo que fueron del orden de 0.20g y 0.19g en sus componentes horizontales (norte-sur y este-oeste) respectivamente.

Spitak, es una ciudad de 24 000 habitantes. La ciudad fue severamente dañada, todas las escuelas, hospitales, oficinas gubernamentales y la mayoría de las casas fueron destruidas. Las construcciones típicas que predominaban en la ciudad eran estructuras de cinco niveles de altura de mampostería y marcos con mampostería. Cerca del 90 por ciento de estas estructuras se colapsaron. En cuanto a los edificios residenciales de la ciudad, únicamente un edificio de cinco niveles hecho con grandes paneles de concreto prefabricado sobrevivió a los daños por el sismo.



Figura 3.7 Daños en un edificio de cinco niveles por conexiones inadecuadas entre el sistema de piso y los marcos, Leninakan, Armenia.

En la figura 3.7. Se puede observar los daños a un edificio de cinco niveles de la ciudad de Leninakan. Su estructura es a base marcos de concreto prefabricados. Una parte de un marco de la parte de atrás se mantuvo en pie; su sistema de piso es de losas estruidas con conexiones inadecuadas entre ellas y los marcos, la carencia de conexiones adecuadas fue la causa de que la parte de en medio del edificio se colapsara y los extremos permanecieran de pie.

Leninakan es una ciudad de 290 000 habitantes localizada a 32 km del epicentro. Esta ciudad sufrió una gran cantidad de colapsos de edificios altos residenciales modernos. (La mayoría tenía una altura de nueve niveles y su estructura era a base se marcos de concreto prefabricado; este tipo de estructura se puede observar en la figura 3.8. También se colapsaron escuelas y edificios industriales (fig. 3.9).

En algunas de las secciones residenciales nuevas de la ciudad se encontraban edificios altos que colapsaron. Muchas iglesias y monumentos históricos fueron destruidos.



Figura 3.8 Estructuras a base de marcos de concreto prefabricado en Leninakan, Armenia.



Figura 3.9 Vista general de un edificio industrial a base de marcos de concreto prefabricado después del sismo, Leninakan, Armenia.

En la figura 3.10. Se puede observar el edificio principal de una Universidad Técnica, es un edificio de nueve niveles y su estructura es a base de grandes paneles de concreto prefabricado, este sufrió un colapso parcial en una esquina en la parte de abajo debido al colapso del edificio vecino.

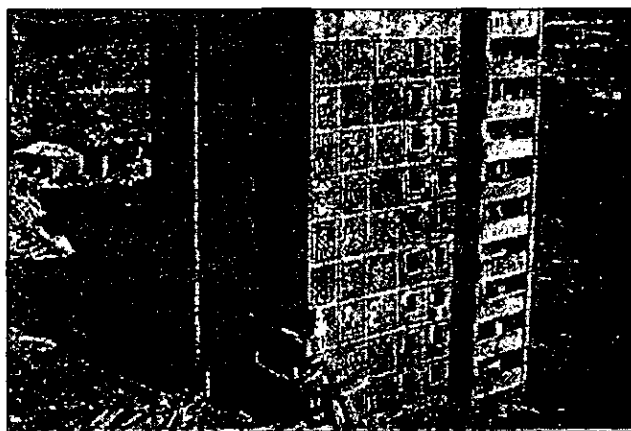


Figura 3.10 Daño en la base de un edificio de paneles de concreto prefabricado debido al colapso del edificio vecino, Leninakan, Armenia.



Figura 3.11 Daños en un edificio de cuatro niveles por uniones pobres entre el sistema de piso y los muros, Leninakan, Armenia.

En la figura 3.11 Se puede observar los daños a un edificio de cuatro niveles de la ciudad de Leninakan como resultado de uniones pobres entre el sistema de piso y los muros. Colapsos como estos fueron comunes en estructuras con marcos de concreto prefabricado en esta ciudad.

Kirovakan es una ciudad de 100 000 habitantes localizada a 25 km del epicentro. Ninguno de los 108 edificios de marcos de concreto prefabricado de cinco a nueve pisos de altura se colapsaron ni sufrieron daños severos. Aunque 88 de estos necesitaron alguna reparación.

En la siguiente Tabla 3.1 se presenta un resumen de la inspección hecha a los edificios en las áreas afectadas después del sismo. En esta Tabla se analizan cuatro tipos de estructuras:

- Estructuras con paneles grandes de concreto prefabricado.
- Estructuras con marcos de concreto prefabricado.
- Estructuras compuestas de marcos y mampostería.
- Estructuras de muros de carga de mampostería.

El comportamiento de los cuatro tipos de estructuras analizadas esta clasificado de la siguiente manera:

A - Colapsado

B - Severamente dañado; será demolido

C - Dañado; será reparado y reforzado

D - Daños no significativos; en funcionamiento

Ciudad/ distancia epicentral	Estructuras con paneles grandes De concreto prefabricado				Estructuras con marcos de concreto prefabricado				Estructuras compuestas de Marcos y mampostería				Estructuras de muros de carga de mampostería			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
Spitak 9 km	-	-	-	1	-	-	-	-	43	9	7	-	20	2	3	-
Kirovakan 25 km	-	-	-	4	-	-	88	20	41	89	414	27	45	53	145	-
Leninakan 32 km	-	-	-	16	72	55	6	-	27	115	67	20	24	160	154	150
Total en las tres ciudades	-	-	-	21	72	52	94	20	111	213	488	47	89	215	302	150
Total en toda Armenia	-	-	13	65	72	57	130	77	137	288	719	307	104	317	402	263

Tabla 3.1 Análisis de las estructuras afectadas en el sismo de Armenia.

Como puede verse en la categoría de estructuras de marcos de concreto prefabricado, los colapsos y todos los edificios severamente dañados se tuvieron en la ciudad de Leninakan. En la categoría de estructuras compuestas de marcos y mampostería y la categoría de estructuras de muros de carga de mampostería, cerca del 80 por ciento de los colapsos y edificios severamente dañados ocurrieron en las ciudades de Spitak, Kirovakan y Leninakan.

Analizando los daños de los edificios en sus diferentes categorías se llegó a la siguiente evidencia:

- El comportamiento de las estructuras con paneles grandes de concreto prefabricado fue muy satisfactorio. Los periodos de vibración para los edificios de nueve pisos de altura fueron medidos antes y después del sismo, la medición fue de alrededor de 0.35 segundos. No se encontraron daños en estas estructuras en las tres ciudades como se observó en la Tabla 3.1.
- Las estructuras de marcos de concreto prefabricado, en la mayoría de los edificios residenciales de nueve pisos de altura se habían medido periodos de vibración de cerca de 0.6 segundos antes del sismo.

En Leninakan, el 95 por ciento de los edificios sufrieron severos daños, el 54 por ciento se colapsaron y el 41 por ciento tubo que ser demolido. Únicamente el 5 por ciento pudo ser reparado. Ningún edificio se escapó de ser dañado por el sismo.

En Kirovakan que se encuentra más cerca al epicentro que Leninakan, ninguna de las estructuras de marcos de concreto prefabricado se colapsó o tubo que ser demolida, mientras el 19 por ciento de los edificios se salvó de los daños por el sismo, el 81 por ciento restante si necesitó de reparaciones y ser reforzados.

Esta diferencia tan significativa del comportamiento de las estructuras de marcos de concreto prefabricado entre las dos ciudades sugiere hacer el siguiente análisis, sobre los posibles factores que contribuyeron al comportamiento de estas estructuras:

1. **Pobre calidad en los materiales usados.** En realidad la calidad de los concretos usados en Armenia no es igual a los usados en el occidente. Sin embargo muchos de estos edificios sobrevivieron en Kirovakan, esto indica que estas estructuras tuvieron solicitaciones más allá de su capacidad para resistir las fuerzas sísmicas, en algunos casos pobre calidad de los materiales no puede ser una explicación suficiente de la diferencia de las estructuras entre las dos ciudades.
2. **Deficiencia en su sistema estructural.** El reglamento de diseño sísmico de la Unión Soviética fue muy deficiente. Este reglamento indica que para regiones sísmicas como las ciudades de Spitak y Kirovakan se debe de usar un coeficiente de cortante basal de 0.025, y para la ciudad de Leninakan de 0.05, estos coeficientes son muy pequeños. Por ejemplo edificios a base de marcos de concreto prefabricado carecen de criterios sísmicos, y sus diseños tienen muchas deficiencias, incluyendo juntas pobres con poca ductilidad. Sin embargo, pese a este tipo de defectos hubo varios edificios en Kirovakan que sobrevivieron con pequeños daños.
3. **Mejor calidad de construcción en Kirovakan que en Leninakan.** No hubo una gran diferencia entre la calidad de la construcción y los materiales usados, o en el diseño de los edificios entre las dos ciudades, al contrario la practica profesional de la Unión Soviética ha sido construir edificios con un diseño estructural y arquitectónico uniforme, y métodos de construcción estandarizados, y la mayoría de los elementos prefabricados son hechos en plantas. Muchos de los edificios que se colapsaron en la ciudad de Leninakan fueron idénticos a los edificios de la ciudad Kirovakan y no sufrieron daños.
4. **Efecto del tipo de suelo entre las dos ciudades.** Si tomamos en cuenta la intensidad del sismo, la ciudad de Leninakan se encuentra cimentada sobre unos depósitos aluviales de casi 300 m de espesor, y la ciudad de Kirovakan se encuentra cimentada sobre un suelo duro. Meses antes de que ocurriera el sismo se reportó que el nivel freático en la ciudad de Leninakan fue subiendo gradualmente, por lo que al estar los depósitos aluviales saturados asociados con los movimientos fuertes del sismo, pudiera ser la causa principal de los daños en las estructuras de la ciudad. La causa principal de los daños y el colapso de los edificios fue la influencia de los periodos de vibración en el suelo, principalmente por la amplificación de las frecuencias al pasar por un suelo blando. Esto afectó particularmente a los edificios de nueve niveles de altura ocasionando que las estructuras entraran en resonancia y se colapsaran.

III.3 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo del 94 en Northridge, E.U³

El día Lunes de 17 de enero de 1994 a las 4:34 AM, tiempo local ocurrió un sismo en la ciudad de Northridge (en el valle de San Fernando), en la región sur del estado de California. El epicentro se localizó aproximadamente a un kilómetro y medio del centro de la ciudad de Northridge (a unos 30 km al N-O del centro de la ciudad de los Angeles). El sismo tubo una magnitud en la escala de Richter de 6.6 y duró aproximadamente 20 segundos. La intensidad del sismo en la zona epicentral fue de IX en la escala modificada de Mercalli. Uno de los aspectos más relevante del sismo es que el epicentro se ubicó en una zona urbana densamente construida con viviendas, edificios, comercios, hospitales y obras de infraestructura (carreteras, puentes, líneas de distribución de servicios, etc.).

Otra característica singular del evento es que, a pesar de que el epicentro se encontró cerca de varias fallas activas conocidas como potenciales generadoras de sismos, el de Northridge ocurrió en un segmento de falla desconocido. En efecto, la falla no había aflorado a la superficie (inclusive no lo ha hecho aún). Evidentemente este hecho conduce a cuestionarse cuántas otras fallas estarán en la misma situación.

La estación Tarzana, ubicada a 7 km al sur del epicentro, registró una aceleración máxima del terreno en sus componentes horizontales y vertical de 1.8 g y 1.18 g, respectivamente, (el termino "g" se refiere a la aceleración de la gravedad de la Tierra, de manera que el peso de un objeto corresponde a una masa acelerada a 9.81 m/s^2). Las máximas aceleraciones horizontales registradas en edificios instrumentados fueron las del Olive View Medical Center (en el valle de San Fernando y a 15 km del epicentro) con valores de 2.31g en la azotea y de 0.82g en la base. En la zona de la Ciénaga, de terreno blando, las máximas aceleraciones fueron registradas en la estructura de un viaducto con valores de 1.0g y 1.83g en su componente horizontal y vertical, respectivamente. A una distancia de 39 km del epicentro se midieron aceleraciones del terreno horizontales y verticales iguales a 0.50g y 0.25g, respectivamente.

A continuación se hace una descripción del comportamiento de los edificios estructurados con componentes prefabricados durante el sismo de Northridge.

ESTACIONAMIENTOS QUE SE ENCONTRARON DENTRO DE UN RADIO DE 8 KM DEL EPICENTRO

Estacionamiento 1

Este estacionamiento fue construido en el año de 1988, es de dos niveles y su estructura es a base de muros de cortante colados en el lugar en los lados norte-sur y este-oeste. El sistema resistente para cargas gravitacionales es con columnas prefabricadas. El sistema de piso es con vigas "T" invertidas y doble "T". Las dimensiones de la planta son de 70 x 100 m.

En la figura 3.12 se puede observar este estacionamiento. Se puede ver el colapso parcial de los pisos; los elementos verticales se mantuvieron de pie. Las conexiones entre las traveses portantes del sistema de piso y las columnas a base de soldadura eran muy deficientes por lo que provoco el colapso de las traveses y como consecuencia la caída del sistema de piso.

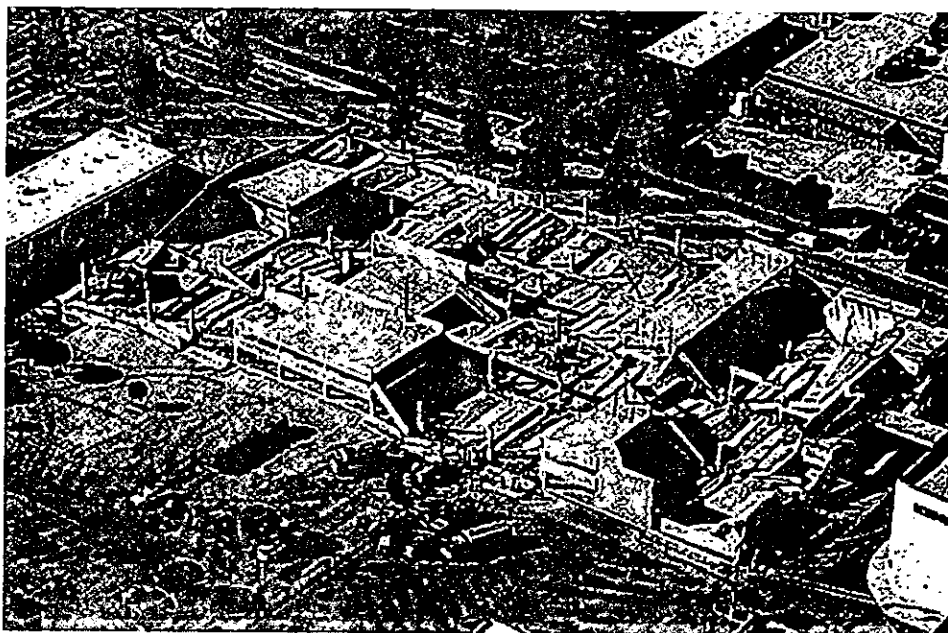


Figura 3.12 Colapso parcial del lado sur-oeste del estacionamiento 1.

Estacionamiento 2

Este estacionamiento fue construido en el año de 1987, es de dos niveles y su estructura cuenta con muros de cortante colados en el lugar en los lados norte-sur y este-oeste. El sistema resistente para cargas gravitacionales es a base de columnas prefabricadas. El sistema de piso es con vigas "T" invertidas y doble "T". Las dimensiones de la planta son de 60 x 120 m.

En figura 3.13 se observa la falla por corte de la columna del segundo piso al final de la unión viga-columna. La causa de la falla de la columna ha sido por los movimientos laterales de la columna, por la acción de las cargas gravitacionales, y además por no tomar en cuenta las fuerzas horizontales en el diseño de la columna..

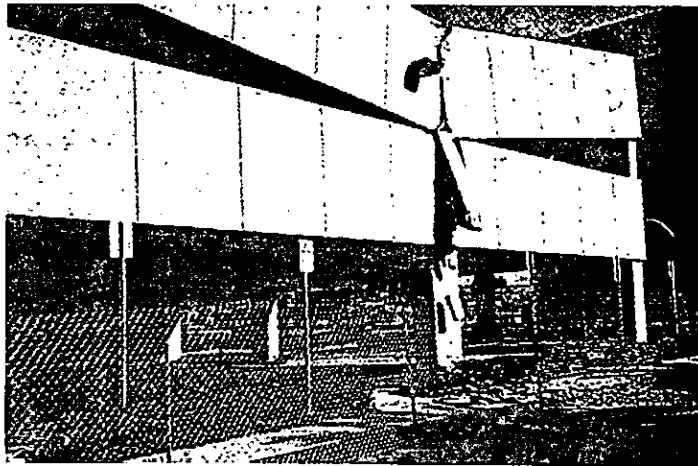


Figura 3.13 Colapso del segundo piso por la falla por corte de la columna de concreto prefabricado, estacionamiento 2.

Estacionamiento 3

Este estacionamiento fue construido en el año de 1991 y su estructura es a base de ocho marcos exteriores resistentes a momentos. Los marcos exteriores y las columnas interiores fueron colados en el lugar. Las columnas interiores son coladas en el lugar con cruces para soportar las vigas pretensadas. Su sistema de piso es a base de trabes coladas en planta y losas postensadas en la dirección este-oeste. Su cimentación es a base de zapatas corridas. Es de tres niveles. Las dimensiones de la planta son de 120 x 100 m. En la figura 3.14 se observa el colapso parcial de este estacionamiento, fotografiado desde el norte. Las columnas de la esquina no fueron interconectadas a otras, excepto a las losas. Las losas fueron coladas en el lugar y pretensadas longitudinalmente.

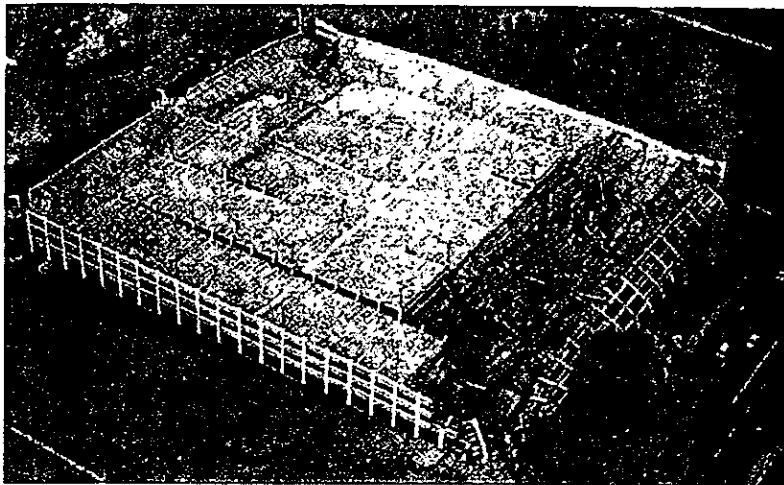


Figura 3.14 Colapso parcial del estacionamiento 3.

En la figura 3.15 se observa la falla de la columna de esquina. La causa del colapso se debió a la falla de las columnas interiores que fueron diseñadas solo para soportar cargas gravitacionales y además por la combinación de esfuerzos de compresión y pandeo en las columnas, particularmente en las localizadas en las esquinas de la estructura.

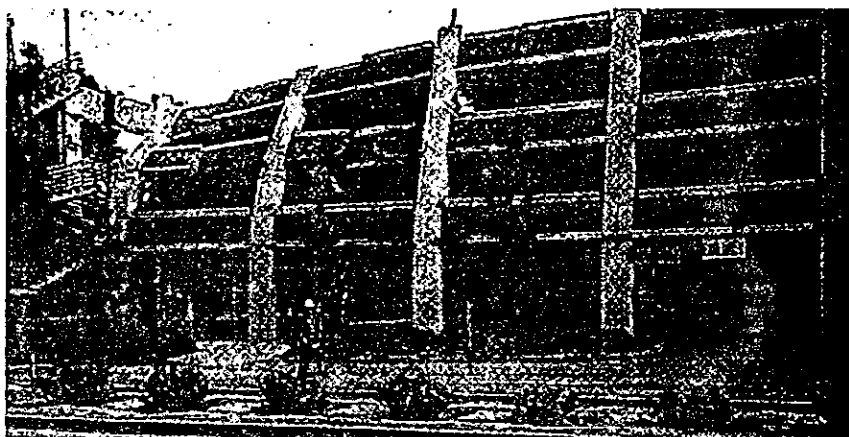


Figura 3.15 Colapso de las columnas de esquina del estacionamiento 3.

En la figura 3.16 se observa las condiciones de estas columnas en un colapso parcial de la esquina suroeste del estacionamiento. Se puede observar como la base de estas columnas se desintegró, las vigas soportadas por estas rotaron verticalmente hacia abajo, fallando la unión de la columna con la viga causando el pandeo interior de las columnas. Las losas estaban unidas directamente a las columnas exterior, tensadas perpendicularmente a su eje de esfuerzos. Los movimientos por el sismo fueron grandes, lo suficiente para que los tendones de las losas se fracturaran y se soltaran.



Figura 3.16 Desintegración de la base de las columnas interiores, estacionamiento 3.

Estacionamiento 4

Este estacionamiento fue construido en el año de 1990 y se encuentra localizado a 1.6 km del epicentro. Su estructura es a base de muros de cortante colado en el lugar como sistema resistente a cargas laterales y su sistema de piso es a base de vigas doble "T" soportadas en los extremos en los bordes de las trabes. Las columnas son prefabricadas, y solo fueron diseñadas para resistir cargas gravitacionales de los tres pisos. Este estacionamiento, solo presentó grietas muy pequeñas que no afectaron a la estructura.

Estacionamiento 5

Este estacionamiento fue construido en el año de 1993 y se encuentra localizado a 5 km del epicentro. Su estructura es muy similar al estacionamiento 4. El estacionamiento está formado por cuatro pisos, se tuvieron pocos daños, estos fueron grietas en las uniones de las columnas coladas en el lugar, agrietamiento en los muros de relleno y el aflojamiento de algunos paneles exteriores.

ESTACIONAMIENTOS QUE SE ENCONTRARON DENTRO DE UN RADIO DE 11 A 24 KM DEL EPICENTRO

Estacionamiento 6

Este estacionamiento fue construido antes de 1984, su estructura es de tres pisos, a base de muros de cortante colado en el lugar como sistema resistente a cargas laterales y columnas circulares coladas en el lugar para cargas gravitacionales. Su sistema de piso es a base de vigas doble "T" conectadas en los bordes con vigas prefabricadas soportadas por las columnas circulares y muros de cortante en el centro colocados en zig-zag en el eje longitudinal este-oeste. Las dimensiones de la planta es de 73 x 340 m.

En la figura 3.17 se observa una típica "columna corta" con agrietamientos diagonales y el desprendimiento del recubrimiento de concreto por el incremento en la intensidad de la carga, que ocasionó el aplastamiento en la parte inferior. La vista interior de las columnas en otro eje se observan en la figura 3.18. También aquí se puede observar la clásica falla de una columna corta.

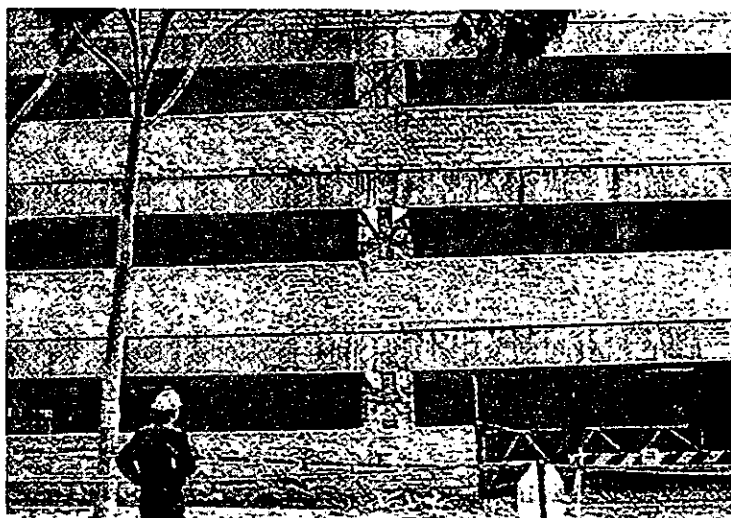


Figura 3.17 Agrietamiento y desprendimiento del concreto en "columna corta", estacionamiento 6.

En la figura 3.19 se puede observar las condiciones en que quedó el soporte de piso con la unión al muro de cortante. El eje longitudinal de las vigas "T" es paralelo al eje longitudinal del muro. Esta falla se debió a un mal proceso constructivo, ya que primero se coló en el lugar el muro de cortante y hasta el último el firme de concreto sobre el sistema de piso de doble "T", por lo que la unión del sistema de piso con el muro de cortante no fue monolítico, y el sistema de piso no se comportó como un diafragma rígido. Al presentarse los movimientos del sismo esta unión se despegó.

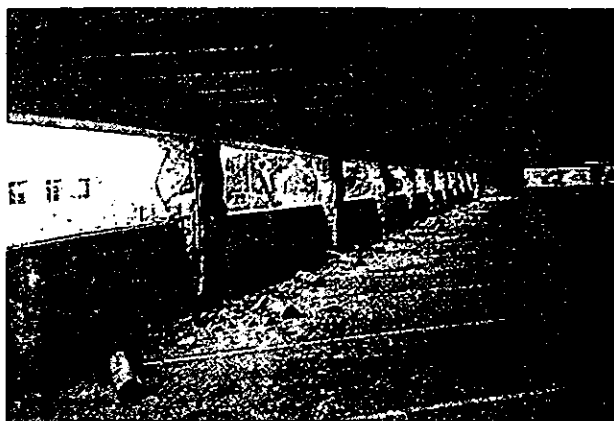


Figura 3.18 Vista interior de las "columnas cortas", estacionamiento 6.



Figura 3.19 Falla en la unión del muro de cortante y el diafragma del sistema de piso, estacionamiento 6.

Las columnas interiores y los muros de cortante del edificio resistieron el vaivén del sismo. El agrietamiento de las columnas cortas exteriores fue directamente en la parte de abajo. El comportamiento de los elementos prefabricados en el sistema de piso fue bueno, no se tuvieron daños a causa de estos elementos. Aunque el edificio fue severamente dañado en su parte exterior, este pudo ser reparado.

Estacionamiento 7

Este estacionamiento fue construido en el año de 1988. Esta estructura alguna vez estuvo soportando dos y medio pisos pero se le dio un aumento recientemente a tres niveles con una adición al este del edificio. La forma del edificio puede verse en la figura 3.20. La resistencia a cargas laterales fue proporcionada por muros de cortante colados en el lugar y columnas prefabricadas como sistema resistente a cargas gravitacionales. El sistema de piso es a base de vigas doble "T" soportadas en los bordes de las trabes que se encuentran entre las columnas. También cuenta con un revestimiento a base de paneles prefabricados pesados. Las dimensiones de la planta es de 35 x 55 m. En el nivel de la azotea las conexiones de las doble "T" a los muros de cortante tuvieron muchas fracturas.

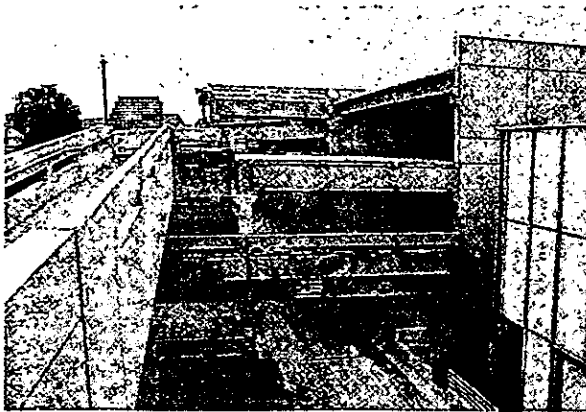


Figura 3.20 Colapso del techo y áreas de piso del lado este del estacionamiento 7.

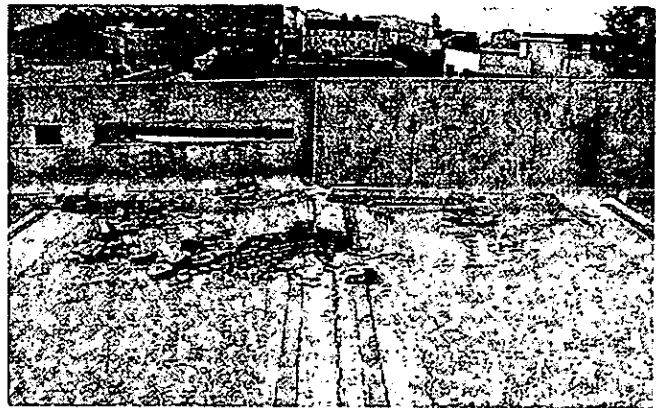


Figura 3.21 Fractura en el diafragma del piso y dobles de las barras superiores longitudinales, estacionamiento 7.

Como puede verse en la figura 3.21, las barras superiores longitudinales de las uniones entre las vigas doble "T" se doblaron, y se tuvieron fracturas en las áreas de los diafragmas del piso.

ESTACIONAMIENTOS QUE SE ENCONTRARON DENTRO DE UN RADIO DE 9 A 11 KM DEL EPICENTRO

En la figura 3.22 se puede observar el estacionamiento 8. Este fue construido en el año de 1988, su estructura es a base de muros de cortante y columnas coladas en el lugar y vigas postensadas, tiene ocho pisos y es relativamente estrecho. Los daños que tuvo este estacionamiento se debieron a la separación inadecuada de los paneles prefabricados que se encuentran entre las columnas, lo que causó que en la parte donde se une la columna con el panel prefabricado se acumularan grandes esfuerzos y el recubrimiento de concreto de las columnas se botara. En la parte de arriba a la derecha del estacionamiento se puede observar que debido a las vibraciones del sismo se perdió la unión entre el panel y el piso, y este se vino abajo.

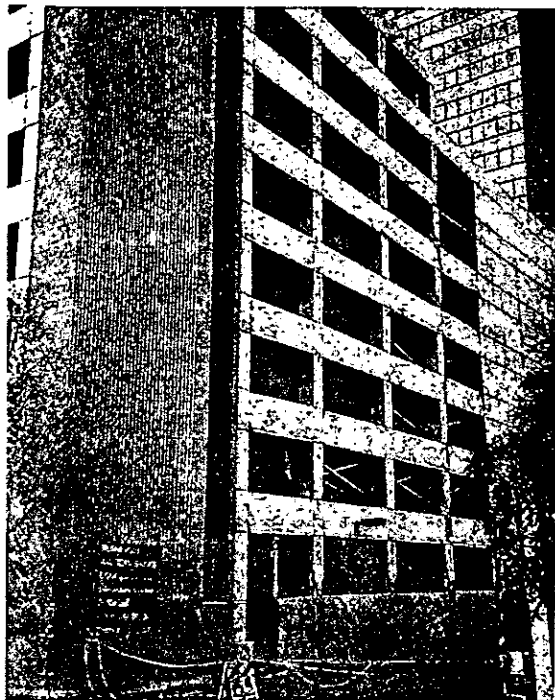


Figura 3.22 Daños debido a la separación inadecuada entre los paneles prefabricados y las columnas, estacionamiento 8.

COMPORTAMIENTO DE LAS FACHADAS PREFABRICADAS EN LOS EDIFICIOS

Frecuentemente se usan fachadas prefabricadas en los edificios del sureste de California. Numerosas revisiones fueron hechas del comportamiento de estas, en las áreas afectadas por el sismo. En muy pocos casos se encontraron daños en las fachadas prefabricadas. Los daños encontrados fueron causados por el golpeteo entre los paneles y las estructuras adyacentes. No hubo casos de pérdidas de fachadas debido a fallas en sus conexiones a los marcos estructurales.

Se tuvo el caso de un edificio de oficinas de diez pisos localizado a 1.6 km del epicentro y, no sufrió ningún daño aparente en los paneles prefabricados.

También se tuvo el caso de otro edificio de oficinas de 15 pisos localizado a 29 km del epicentro en una área donde se tuvieron varios daños. Este no sufrió daños en los paneles prefabricados.

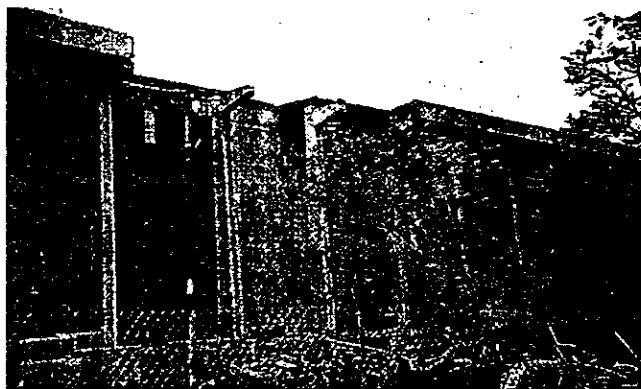


Figura 3.23 Colapso del techo del pasillo.

En la figura 3.23 se puede observar la parte dañada de un edificio, que se encontraba muy cerca del estacionamiento 3. Este edificio tuvo una adición en el año de 1989, y se la añadió una fachada prefabricada. Hubo varios daños considerables en ambos lados del edificio, los movimientos de los marcos estructurales de acero fue la causa de que la base de algunas columnas de concreto prefabricado del exterior sufrieran agrietamientos. Parte del techo de los pasillos de las fachadas se cayó, lo que causó los daños en el revestimiento y en las columnas exteriores.

CASAS RESIDENCIALES QUE USARON ELEMENTOS PREFABRICADOS

Los componentes de concreto prefabricado que se usan frecuentemente son para los primeros pisos y básicamente para condominios y apartamentos de todas partes del área de Los Angeles. Las construcciones típicas son de tres niveles con marcos de madera. Construcciones como estas se encuentran localizadas en Northridge a 5 km del epicentro. El sótano y las columnas del primer nivel son construidos con concreto colado en el lugar, el piso es a base de traveses de concreto prefabricado y losas estruidas. En este tipo de estructuras no se observaron daños en el concreto prefabricado. Este tipo de construcciones tubo un buen comportamiento.

Como conclusión a lo comentado anteriormente se tiene lo siguiente: la ingeniería estructural, incluyendo aquellos componentes de concreto precolado, tubo la mayoría, un comportamiento bueno por todas partes en las regiones donde se tuvieron fuertes movimientos del suelo. La excepción fue principalmente en los edificios de las inmediaciones del epicentro, estos no tomaron en cuenta los pormenores conocidos de riesgo sísmico. Particularmente los estacionamientos con proyección de áreas grandes, no se comportaron bien como otro tipo de edificios. Sin embargo, los daños no fueron atribuidos a ningún tipo de sistema estructura en particular. Particularmente los colapsos ocurrieron en estacionamientos construidos con elementos de acero; vigas y losas postensadas coladas en el lugar, así como esto se construyó primeramente con componentes prefabricados, formando un sistema híbrido implicando una mezcla de sistemas. En la mayoría de los daños a los estacionamientos, los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tal como muros de cortante o columnas apropiadamente reforzadas, tuvieron un buen comportamiento sísmico, aunque en algunas estructuras las columnas no fueron diseñadas como parte del sistema sísmico resistente y solo fueron diseñadas para cargas gravitacionales, lo que ocasionó el colapso de la estructura.

III.4 Comportamiento de estructuras de Concreto Prefabricado durante el Sismo de 1995 en Kobe, Japón²

El día Martes 17 de enero de 1995 a las 5:46 AM tiempo local ocurrió el sismo de Hanshin (mejor conocido como sismo de Kobe) en el sureste del Japón. De acuerdo con la Agencia Meteorológica del Japon (AMJ), el epicentro se localizó aproximadamente a 34.6° norte, 135° este, en el extremo norte de la isla Awaji, en la bahía de Osaka, a 20 km aproximadamente del centro de la ciudad de Kobe, 60 km de Kioto y a 35 km de la ciudad de Osaka. Su profundidad focal fue de 10 km y 6.8 de magnitud en la escala de Richter. El sismo posiblemente fue generado por la falla Nojima en la isla Awaji. Esta falla forma parte de un grupo de fallas conocidas como "Rokko", que se extiende desde la isla Awaji, hasta la cordillera Rokko, atravesando la ciudad de Kobe.

Una de las principales causas de los daños en el sismo de Kobe fueron los altos niveles de aceleración vertical. Cerca de la zona epicentral, la aceleración vertical fue 1.5 veces mayor que la horizontal.

En contraste con el sismo de Northridge de 17 de enero de 1994, durante el sismo de Kobe ocurrió una importante cantidad de fallas y daños, en particular debido a grandes desplazamientos y asentamientos causados a su vez, por el comportamiento inestable de las arenas (o licuación). La ciudad de Kobe se localiza en una franja de depósitos aluviales de varias decenas de metros de espesor. Los depósitos que están formados por arenas con bajos porcentaje de finos, se encuentran saturados por un nivel freático somero. Durante una acción cíclica dinámica, como un sismo, la presión de poro (del agua) en arenas saturadas se incrementa paulatinamente hasta alcanzar valores cercanos a la presión confinada. Si aceptamos que la capacidad a carga vertical del suelo depende de la magnitud del esfuerzo efectivo, y que este es la diferencia entre la carga total (esfuerzo total) y la presión de poro, es claro que conforme esta aumenta, la capacidad de carga disminuye, e incluso alcanza un valor nulo. A este fenómeno se le conoce como licuación de arenas. Daños asociados a licuación han sido observados en sismos pasados en el Japón e incluso en el sismo de México de 1985 en la zona epicentral.

En tierra firme se observaron asentamientos del suelo de más de 50 cm. En su mayoría, las estructuras de mediana y gran altura están cimentadas en pilotes de punta, de modo que frecuentemente sólo experimentaron una aparente emersión y agrietamiento en las aceras adyacentes.

En las islas artificiales (Rokko y del Puerto), así como en la zona costera de tierra ganadas al mar, se notaron los daños y fallas más espectaculares.

El daño observado en edificios tuvo una estrecha correlación con la proximidad de la falla. La mayor parte de los daños ocurrió en viviendas de madera y en edificios diseñados construidos con escaso criterio ingenieril. Numerosas estructuras se colapsaron o quedaron inclinadas en la misma dirección del sismo (generalmente hacia el mar), lo que es evidencia de

un pulso grande en el componente horizontal del movimiento del terreno. La asimetría en el patrón de grietas de las estructuras sugiere una falla frágil con incipiente degradación de resistencia y rigidez con los ciclos de carga.

La mayor parte de los edificios de la zona afectada fueron construidos después de la Segunda Guerra Mundial. Los edificios de cuatro pisos o menos generalmente están hechos de madera o de una estructura ligera de acero. En edificios de cuatro a 15 niveles se emplean concreto armado, acero y estructuras mixtas.

Más de 30% de las estructuras que fueron seriamente dañadas fueron las de concreto reforzado (figura 3.24). Un gran número de edificios residenciales presentaron problemas de volteo o falla total del primer nivel en áreas dispersas en zonas afectadas. Los edificios de mayor altura, destinados a usos habitacional o de oficinas públicas fueron severamente dañados en algunos de sus niveles intermedios, principalmente en el centro de la ciudad de Kobe. Un número considerable de los edificios señalados como de concreto reforzado en realidad son estructuras híbridas, donde los primeros cuatro o cinco niveles son de una estructura de acero encamisada con concreto reforzado, y los niveles superiores son únicamente a base de concreto reforzado. Esta irregularidad estructural en elevación tan peculiar surgió del impedimento reglamentario de construir estructuras de concreto reforzado con una altura mayor a un cierto número límite de niveles. Así para cubrir ese requisito, se procedía a elaborar la parte de concreto reforzado conforme al reglamento vigente de la época, y los niveles inferiores restantes se diseñaban como estructuras compuestas de acero y de concreto reforzado. Fue clara la correlación entre el nivel del daño y el año de diseño de la estructura. Este último a su vez, se relaciona con la cuantía de estribos (diámetros y separación) que se colocaban en columnas. Así mientras más antiguos eran los edificios, el nivel de daños por cortante fue mayor debido a una excesiva separación del refuerzo transversal. La severidad de los daños observados en estructuras diseñadas antes de 1971 contrasta con el buen comportamiento exhibido por los edificios más modernos. Como una explicación a los daños en las estructuras de concreto reforzado, se pueden mencionar los siguientes aspectos:



Figura 3.24 Falla de una columna de concreto reforzado por falta de ductilidad.

- El efecto negativo de los procedimientos constructivos en la resistencia a cortante de los entrepisos, como es la no uniformidad en la distribución de elementos resistentes y la variación de las dimensiones de los mismos con la altura
- Presencia de muros estructurales de media altura, generando efectos de columna corta en elementos diseñados para trabajar libres en la altura del entrepiso
- Efectos combinados de movimientos horizontales y verticales extraordinarios no considerados en el diseño de la estructura en general, y en el diseño ante cortante de los elementos en particular.
- Baja calidad del concreto empleado, uso de barras lisas en el refuerzo (disminuyendo considerablemente la adherencia entre acero y concreto). Esto está relacionado con la edad de las estructuras dañadas, generalmente diseñadas con reglamentos antiguos.

- Disposiciones inadecuada del refuerzo, como son barras de refuerzo longitudinal en paquetes, traslape de barras longitudinales a la misma altura y separación de refuerzo transversal inadecuado.

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

Una inspección hecha por Japan Prestressed Concrete Engineering Association (CPCEA) reportó que hay cerca de 163 edificios con componentes de concreto prefabricado y pretensado, once de estas construcciones son edificios de concreto prefabricado y pretensado, 49 de estos edificios contienen elementos no estructurales prefabricados, 89 son edificios de concreto pretensado colados en el lugar, y 14 edificios contienen miembros no estructurales de concreto pretensado colados en el lugar.

La mayoría de estos edificios tuvo un buen comportamiento durante el sismo, las razones por las que estas estructuras sufrieron muy pequeños daños son las siguientes:

1. El diseño de los edificios de concreto prefabricado y pretensado a cargas sísmicas es mayor que para otro tipo de edificios.
2. Los edificios de concreto prefabricado y pretensado son generalmente estructuras con una forma simétrica en planta y tienen una distribución uniforme de masas y rigideces.
3. El acero de refuerzo y el concreto que se usa en sus elementos son de muy buena calidad, por lo que se tiene una buena resistencia para soportar las cargas de diseño.
4. Los edificios de concreto prefabricado y pretensado son relativamente nuevos por lo que su diseño se ha hecho con los reglamentos resientes.

Entre estos edificios, únicamente tres edificios sufrieron daños severos en su estructura. Además un edificio sufrió daños severos en elementos prefabricados no estructurales.

Se tuvieron daños en una arena de boliche que fue construida en el año de 1973 (figura 3.25). Esta construcción es de cuatro pisos, tiene una extensión en la parte de enfrente hecha de acero, las traveses del cuarto piso son de 37.2 m, hechas de concreto pretensado, todas las vigas tienen un peralte de 2 m. Las traveses no tuvieron daños, solo presentaban unas pequeñas grietas que no eran a causa del sismo. Casi la mitad de las columnas interiores de concreto reforzado presentaron falla por cortante (figura 3.26), las columnas tenían una sección transversal de 1 m por 1 m y con una altura libre de 4 m. el tercer piso tiene columnas únicamente en los marcos perimetrales. Por lo que las cargas verticales del cuarto nivel fueron transmitidas a las columnas perimetrales del segundo nivel.

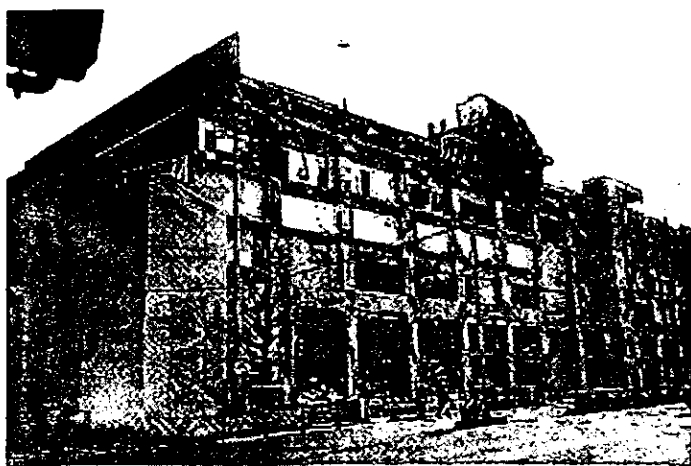


Figura 3.25 Parte frontal de un edificio construido con concreto pretensado y partes de acero.

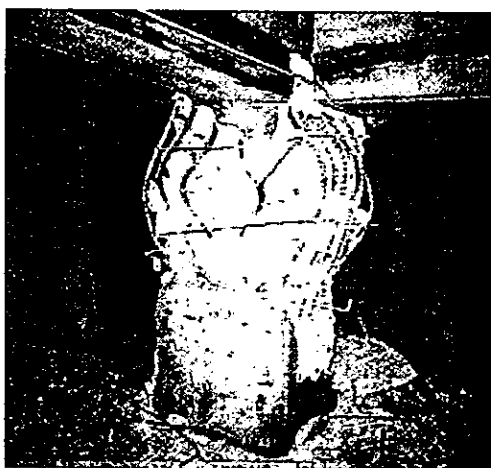


Figura 3.26 Falla por cortante de una columna de concreto reforzado en el segundo nivel del edificio de la fig. 3.25

La falla de las columnas se debió a que algunas trabajaban como columna corta, así como una insuficiencia en el refuerzo transversal. La separación del refuerzo transversal era de 15 cm.

Hay un gimnasio construido en 1972. Es parte de una escuela, el techo del gimnasio esta formado por prefabricados (paneles de concreto pretensado). Los paneles del techo fueron soportados por vigas en los extremos, para fijarlos se usaron pernos de acero. Varias piezas se cayeron como se puede observar en la (figura 3.27). En algunos casos un extremo de los paneles se sostenía en el perímetro de la trabe. Las columnas del tercer piso fallaron por flexión por no tener suficiente refuerzo longitudinal. Los movimientos relativos entre los paneles y la cama de vigas fue del orden de 100 a 150 cm. Los paneles prefabricados fueron instalados para absorber los cambios de distancia entre los soportes, sin embargo los marcos de concreto reforzado que soportaban los paneles fueron muy flexibles a los movimientos excedieron estos límites.

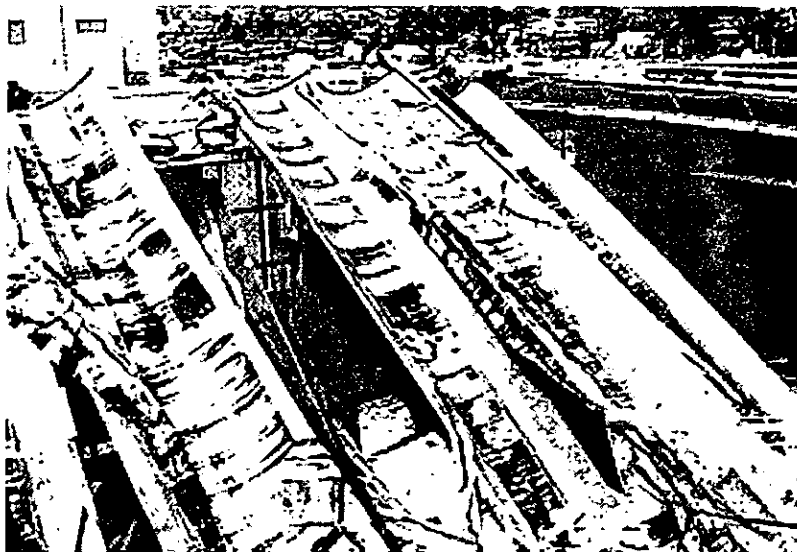


Figura 3.27 Colapso del techo de un gimnasio a base de piezas prefabricadas.

Otro tipo de estructura de concreto prefabricado que se encuentran en la ciudad de Kobe son edificios de departamentos familiares, de dos a tres niveles de altura. Estos edificios son a base de muros de paneles prefabricados y otros elementos colados en el lugar. Este tipo de estructura no presentó ningún daño en los elementos prefabricados; únicamente se tuvieron pequeñas grietas y desprendimiento de concreto en algunos elementos de concreto reforzado colados en el lugar cercano a la cimentación. Los edificios de este tipo no tuvieron ningún daño que afectara su funcionamiento por lo que después del sismo siguieron siendo seguros y funcionales.

Como conclusión se puede afirmar que la mayoría de los edificios construidos con elementos prefabricados y pretensados tuvieron un buen comportamiento durante el sismo, porque ellos son relativamente regulares y las nuevas estructuras cuentan con aceros y concretos de mejor calidad. Su resistencia a las cargas sísmicas es considerada como buena comparada con otras estructuras típicas de concreto reforzado.

CAPITULO IV

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO

- IV.1 Introducción
- IV.2 Materiales empleados en la fabricación de los elementos prefabricados de concreto
- IV.3 Tipos de prefabricación
- IV.4 Comparación entre la prefabricación y la construcción monolítica
- IV.5 Ventajas específicas de la prefabricación
- IV.6 Ventajas de los elementos prefabricados arquitectónicos
- IV.7 Transporte y montaje de elementos prefabricados de concreto

IV.1 Introducción

La prefabricación significa que la estructura está formada por piezas y que estas están prefabricadas, ya sea en fabricas construidas y equipadas especialmente para este objeto, o bien en instalaciones provisionales establecidas a pié de obra. Las piezas prefabricadas de concreto armado se transportan al lugar en el que van a ser empleadas, donde son elevadas hasta su posición definitiva y unidas para formar la estructura.

Además de la construcción de estructuras modernas de concreto reforzado, el uso de elementos de concreto prefabricado ofrece la posibilidad de desarrollar y simplificar la construcción y facilita la introducción de nuevos métodos tecnológicos. En comparación con los métodos de construcción monolítica. Esta posibilidad supone un ahorro considerable de mano de obra, horas de trabajo y materiales.

El método tradicional para la construcción de estructuras de concreto reforzado tiene el carácter de industria artesanal. La prefabricación, por otra parte promueve la introducción de métodos usados en la producción en serie, una mayor mecanización y una mejor organización del trabajo.

La introducción y desarrollo de la prefabricación da un gran cambio en la totalidad de la industria de la edificación. A causa de su desarrollo y mejora constante, las estructuras de concreto reforzado prefabricado pueden ahora competir con las de acero, incluso en lugares en donde se dispone de acero en grandes cantidades. Hoy la prefabricación ya no es un recurso justificado solamente por la disminución del consumo de la madera, sino que se a convertido en un método nuevo y avanzado para la construcción de estructuras modernas de concreto reforzado.

La idea de la prefabricación no es nueva. Durante la primera Guerra Mundial se construyeron almacenes con fines militares empleando piezas prefabricadas de concreto reforzado; en nuestros días, las estructuras prefabricadas se emplean en todo el mundo, siendo su importancia cada vez mayor. Su desarrollo puede considerarse de gran interés para la economía nacional, incluso para países como Rusia que posee un tercio de la reserva mundial de madera, así como para Finlandia que es también un país muy rico en madera.

IV.2 Materiales empleados en la fabricación de los elementos prefabricados de concreto

A menos que se establezca otra cosa en las especificaciones, todos los materiales para la producción de elementos prefabricados deben de cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas (NOM). Se debe de verificar que todos los materiales utilizados cumplan con las exigencias especificadas.

El concreto que se usa para la fabricación de elementos de concreto prefabricado se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de f_c oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Para los casos de elementos presforzados, se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 Kg/cm². El aumento en calidad generalmente conduce a resultados más económicos ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse. Es posible el uso de aditivos y agregados específicos, especialmente en elementos arquitectónicos. El proporcionamiento del concreto debe hacerse para una resistencia media mayor que la especificada f_c , para que posibles variaciones en la fabricación del concreto nunca arrojen f_c menor al especificado.

Contracción por secado.- las mezclas de concreto contienen mayor cantidad de agua que la requerida para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo. La velocidad y terminación del fraguado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento. La contracción provoca grietas que deben evitarse con acero de refuerzo y en algunos casos con fibras y aditivos.

La contracción del concreto es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla; si se requieren contracciones mínimas, la relación agua-cemento a utilizarse deberá ser la mínima, con revenimientos no mayores que 10 cm. La calidad de los agregados es otro factor que influye en la contracción por secado. Agregados duros y densos de baja absorción y módulo de elasticidad de valor alto provocarán una contracción menor.

Curado del concreto.- para todos los métodos de prefabricación, los procedimientos de curado están bien establecidos y controlados para conseguir la calidad requerida del concreto, y disminuir cualquier imperfección en el aspecto tales como la falta de uniformidad, manchas o grietas superficiales.

Comportamiento elástico.- convencionalmente y por razones prácticas, podemos considerar que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto exhibe un comportamiento elástico, aunque se sabe que no siempre estas deformaciones son recuperables y la gráfica no es una línea recta perfecta. Esta consideración nos permite hacer diseños elásticos y fijar un módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto, $f'c$.

La NTC-C establece para concretos tipo I, que es el empleado en concreto prefabricado, el siguiente valor de módulo de elasticidad:

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'c} \quad (f'c \text{ en kg/cm}^2)$$

Al igual que ocurre con otros materiales elásticos, cuando el concreto se comprime en una dirección se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson y su valor varía de 0.15 a 0.20. Este efecto puede modificar sensiblemente el presfuerzo en elementos con presfuerzo biaxial.

Deformaciones por flujo plástico.- debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reajuste que modifica las dimensiones de los elementos. Este fenómeno es conocido como flujo plástico.

El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva.

ACERO

Los aceros que se usan en la producción de elementos prefabricados son de dos tipos: los aceros de presfuerzo y los aceros de refuerzo común.

Acero de presfuerzo

El uso de acero de muy alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto. Adicionalmente a su alta resistencia, el proyectista debe de tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia definido, y otras características de gran importancia técnica.

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

Alambre

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm². Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado.

Torón

El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos, cuyas características se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{gr} , es de 19,000 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente. Actualmente los torones se fabrican de tal manera que se ha reducido la relajación aproximadamente a la mitad por lo que se le conoce como Acero de Baja Relajación o LO-LAX.

Varillas de acero de aleación

La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón, y cromo, durante su fabricación. Adicionalmente, se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8".

Características esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo

El acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente en alambres se calcula con una paralela a la parte elástica partiendo de una deformación del 0.2 por ciento. Otra manera sugerida inclusive por la NTC-C en torones es el esfuerzo correspondiente a una deformación del 1 por ciento. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2.0×10^6 kg/cm². Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es del orden de 1.9×10^6 kg/cm². Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continua creciendo hasta la falla. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los torones, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40 por ciento menores. El esfuerzo máximo al que se tensan los torones es $0.7 f_{gr}$, y el esfuerzo final efectivo es $f_{se} = k_p 0.7 f_{gr}$, donde k_p es un factor que considera las pérdidas y comúnmente oscila entre 0.7 y 0.85, lo que implica de 15 a 30 por ciento de pérdidas.

Relajación del acero

Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y deben de preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas.

Aceros de refuerzo común

El acero de refuerzo común, tiene varias aplicaciones en la construcción de estructuras de concreto prefabricado y presforzado al igual que en las estructuras monolíticas. Se usa comúnmente en la región de altos refuerzos locales de compresión (en los anclajes de vigas postensadas). Por lo general este tipo de refuerzo se utiliza para tomar los esfuerzos secundarios y los esfuerzos de cortante pero también se puede usar como acero adicional principal para obtener una mayor capacidad máxima, o para controlar la función del miembro. Las varillas se pueden conseguir de diferentes resistencias siendo la más común de $f_y = 4200$ kg/cm².

Los patines que sobresalen de las secciones T e I se refuerzan normalmente tanto transversal como longitudinalmente con varillas convencionales.

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto prefabricado y presforzado. Este acero es muy útil para:

- a) Aumentar ductilidad
- b) Aumentar resistencia
- c) Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- d) Resistir cortante
- e) Resistir torsión
- f) Restringir agrietamiento
- g) Reducir deformaciones a largo plazo
- h) Confinar el concreto

Acero estructural

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2530 kg/cm².

Malla electrosoldada

Además de las simples varillas de refuerzo, a menudo se emplean las mallas electrosoldadas para el refuerzo de elementos prefabricados. Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble T y similares, así como en paneles de fachadas prefabricadas y otras superficies como cascarones. La malla consiste de alambres de acero estirados en frío longitudinales y transversales, formando ángulos rectos y soldadas en todos sus puntos de intersección. La maya puede conseguirse con espaciamientos entre alambres de 2 hasta 13 pulgadas, y con diámetro de alambre desde 0.080 a 0.628 pulgadas; El esfuerzo nominal de fluencia es de 5000 kg/cm².

IV.3 Tipos de prefabricación

Con respecto al lugar en que se efectúe el trabajo, pueden distinguirse dos tipos de prefabricación: prefabricación en fábricas y prefabricación a pié de obra.

a) Prefabricación en fábricas

Este tipo de prefabricación se efectúa en plantas permanentes establecidas especialmente para este objeto (figura 4.1). Su ventaja consiste en que el trabajo puede realizarse en locales cubiertos protegidos de las inclemencias del tiempo y de la temperatura exterior, con equipo fijo de trabajadores y maquinaria, y organizarse como en las fábricas. La fabricación puede dotarse con el más alto grado de automatización y mecanización. Los laboratorios permanentes permiten un control continuo y así los materiales que se van a emplear tienen siempre propiedades análogas. Debido a estas ventajosas condiciones, las plantas de prefabricación producen en serie estructuras en general baratas, seguras y de buena calidad.

Pero una desventaja de estas fábricas es que las piezas deben transportarse a los lugares en que deben emplearse. El costo del transporte de una pieza fabricada a la obra asciende, por lo general, a un 10 ó 25 % del costo total exigido por su fabricación y colocación, aunque en algunas ocasiones puede variar dependiendo de la cercanía de la planta de prefabricación a la obra. Para facilitar el transporte las dimensiones de las piezas deben mantenerse dentro de ciertos límites, con lo que se aumenta el número de juntas en la estructura.

Las plantas de prefabricación son apropiadas para la producción de elementos en serie, principalmente para las piezas estandarizadas.

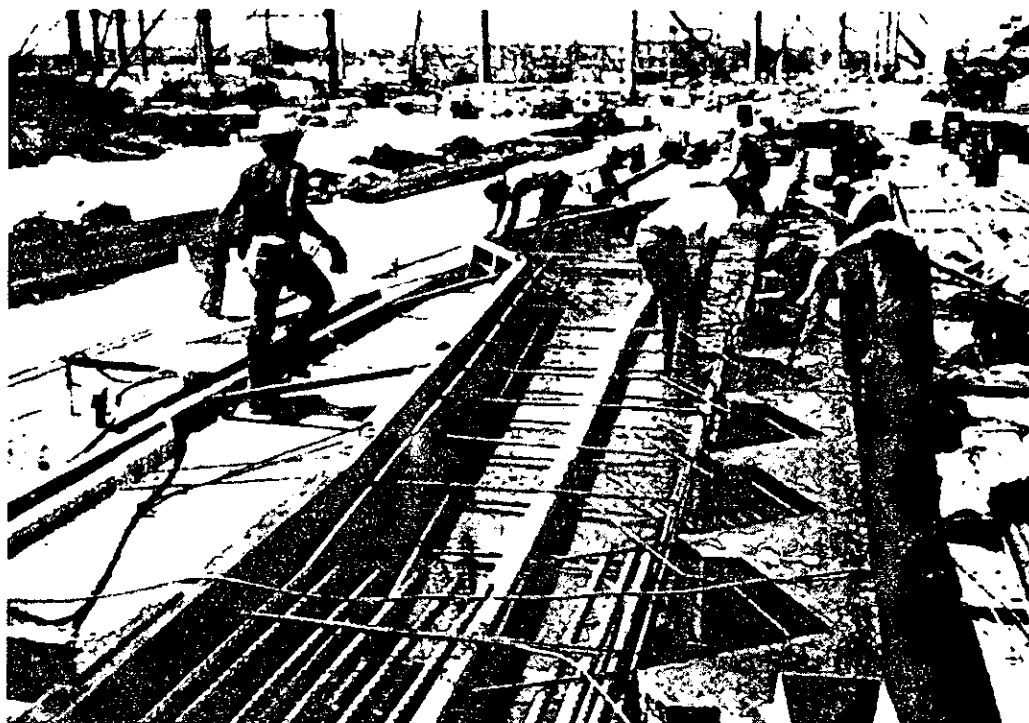


Figura 4.1 Vista parcial de una planta de prefabricación.

b) Prefabricación a pié de obra

Cuando se emplea esta clase de prefabricación, las piezas de concreto reforzado se producen generalmente al aire libre y la mayor parte de las piezas de menor tamaño se prefabrican en cobertizos provisionales establecidos con este objeto. Las dificultades que surgen en la construcción tampoco pueden en general evitarse aquí. Cada nueva obra trae consigo, en la mayor parte de los casos, el empleo de nuevos trabajadores y el uso de materiales diferentes, cuyas propiedades, con frecuencia, no se conocen suficientemente. La mecanización no puede alcanzar el mismo alto grado que en una fábrica a causa de la provisionalidad de la obra, cuya duración es generalmente corta; así, un alto grado de mecanización análogo al que se logra en una fábrica no sería rentable.

Una gran ventaja de la prefabricación a pié de obra, en comparación con la prefabricación en fabricas, es que se evita el transporte de piezas prefabricadas a grandes distancias. Las piezas grandes, es decir, las piezas de la estructura principal, se fabrican por lo general a pié de obra, de forma que su colocación requiere más que transporte vertical sin movimiento horizontal. Las piezas de menor tamaño se fabrican en general en las proximidades de la obra, o en la propia obra en una planta provisional más pequeña de prefabricación establecida con este objeto. Su almacenaje en una zona contigua reduce el transporte.

Como las grandes piezas no hay que transportarlas, sus dimensiones y su peso no están limitados por el transporte, sino solamente por la posibilidad de elevarlas. En consecuencia, las piezas pueden ser mayores que las prefabricadas en plantas permanentes. El número de piezas es, por tanto, menor, disminuyéndose así ventajosamente el número de maniobras y de juntas.

IV.4 Comparación entre la prefabricación y la construcción monolítica

Las ventajas de la prefabricación y la construcción monolítica son las siguientes:

- a) Ahorro parcial o total en materiales de madera.

- b) Usos múltiples de las cimbras.
- c) Posibilidad de mano de obra mucho más precisa y de mejor calidad.
- d) Pueden aplicarse más fácilmente secciones transversales mucho más ventajosas desde el punto de vista de resistencia de materiales, un ejemplo de ello son las trabes con grandes claros y peraltes pequeños.
- e) El trabajo puede organizarse análogamente al de las fábricas, con un grado muy alto de mecanización; pueden utilizarse las ventajas derivadas de la normalización y de la producción en serie; el trabajo de obra puede reducirse únicamente a la unión de las piezas prefabricadas.
- f) Puede reducirse el plazo de la construcción.
- g) La utilización de mano de obra se reduce.
- h) Puede evitarse las interrupciones en el colado de elementos, clásicas en las estructuras de concreto.
- i) Permite la construcción de estructuras más ligeras, más bellas y más esbeltas.

A la vista de estas ventajas, la prefabricación implica un considerable ahorro de costos comparada con la construcción monolítica.

Al emplear la prefabricación, los materiales para andamios no se necesitan más que para apoyos provisionales de las piezas presentadas, pero el material requerido para ello no es más de un 10 % del exigido por la construcción monolítica.

Tiempos de construcción

Con respecto al tiempo de construcción, debe de mencionarse lo siguiente: en construcción monolítica las diversas faces de la obra no pueden realizarse más que en orden (por ejemplo, primeramente los cimientos, luego el cimbrado, el armado y el colado de la estructura). La aplicación de la prefabricación, no obstante, permite la ejecución simultánea de estos procesos constructivos, por ejemplo, en el caso de prefabricación a pie de obra, la producción de piezas de cubierta, paneles de muro y ventanas de concreto armado comienzan generalmente al mismo tiempo que los trabajos de cimentación. Una vez elevada la estructura de un edificio, puede continuarse inmediatamente el trabajo sin obstáculos debidos a cimbras o andamios, sin que haya que esperar el endurecimiento necesario del concreto, puede empezarse inmediatamente el acabado o el montaje de maquinaria. Una vez unida una estructura prefabricada, esta inmediatamente apta para soportar cargas.

En el caso de la prefabricación en fábricas, el plazo de construcción puede abreviarse particularmente por que, una vez terminada la cimentación, la propia construcción puede reducirse, análogamente a las estructuras de acero, a la unión de piezas y al trabajo de acabado. El tiempo exigido por la construcción de una estructura prefabricada de concreto armado puede dividirse en dos partes. La prefabricación exige aproximadamente el 80 % y el trabajo en obra solamente el 20%.

La producción de numerosas piezas iguales implica muchos procesos repetidos de trabajo, que puede ser realizado por personal entrenado. La aplicación de métodos industriales hace posible el empleo de trabajadores adecuadamente entrenados en pocas semanas. Siempre es más fácil conseguir operarios para trabajos que deban realizarse en una fábrica, que en diferentes lugares del país. Por consiguiente, el volumen de producción puede aumentar considerablemente.

La prefabricación no solo permite un aumento de la mecanización, sino que incluso la requiere. El aumento de mecanización significa ahorro de mano de obra y mayor productividad. Por ejemplo para la producción y erección de la estructura prefabricada de un gran edificio, exige aproximadamente el 30 % menos de horas de trabajo que la construcción de la misma estructura monolítica.

Economía

La economía de las estructuras prefabricadas de concreto armado es proporcional al tamaño del edificio o, más precisamente, al aumento del numero del piezas prefabricadas iguales. En las fábricas de prefabricación se producen

piezas normalizadas o piezas de las que se requiera una gran cantidad. En otro caso la prefabricación no sería rentable. En el caso de edificios menores con solo pocas piezas iguales, la aplicación de la prefabricación a pie de obra no es en general ventajosa, porque el transporte y el montaje de la maquinaria de elevación, junto con la construcción de una gran variedad de cimbra, son muy costosos. Este sobre costo no compensa las ventajas que se derivan de la prefabricación.

Comparando las estructuras prefabricadas de concreto armado con las monolíticas, puede verse que, contra estas grandes ventajas, la prefabricación no tiene más que unas pocas desventajas.

Estructuras monolíticas y prefabricadas

Una de las desventajas de las estructuras prefabricadas (figura 4.2) con las monolíticas se da en las conexiones, especialmente en aquellas regiones donde se tengan problemas sísmicos, ya que uno de los mayores problemas que se presentan en las estructuras prefabricadas, no es un análisis deficiente de la misma sino la importancia que se ha dado al diseño de las conexiones entre los diferentes elementos que la forman. Debemos tomar en cuenta que la conexión recibirá las descargas de cada elemento que se conecte a ella y deberá ser capaz de soportarlas y transferirlas a los demás elementos.

Por esta razón hay una tendencia a disminuir el número de juntas y a evitar las uniones. Una de las posibilidades es la prefabricación de estructuras de una pieza, que deban unirse únicamente a los cimientos. Otra solución consiste en disponer las juntas en los puntos de momento mínimo. En este caso la junta debe dimensionarse para resistir un momento mucho menor, resolviéndose así más fácilmente el problema. La tercera posibilidad consiste en utilizar juntas articuladas.

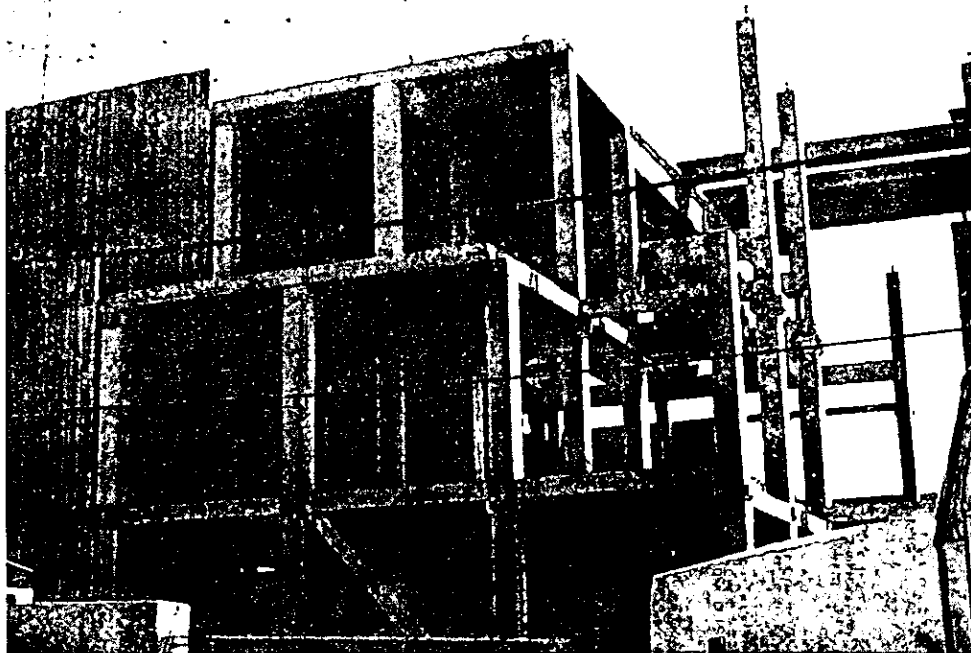


Figura 4.2 Vista general de un edificio prefabricado.

Sin embargo las estructuras prefabricadas ya sean reforzadas o presforzadas han sido aplicadas ampliamente en diversas áreas sísmicas. La naturaleza de la respuesta sísmica de una estructura prefabricada debe inferirse a partir de la respuesta de los miembros reforzados o presforzados involucrados, sin olvidar que las conexiones se tienen que diseñar para que tengan un buen comportamiento dúctil cuando estén sometidas a cargas sísmicas.

En sismos resientes las estructuras de concreto prefabricado han tenido un comportamiento sísmico aceptable, inclusive en algunos casos mejor que las estructuras monolíticas, como fue el caso del sismo del 17 de enero de 1995 en Kobe Japón, donde una gran cantidad de estructuras de concreto armado monolíticas se colapsaron y varias estructuras hechas con elementos prefabricados resistieron el sismo. Hay que tomar en cuenta que esta diferencia se debió a que las estructuras de concreto prefabricado estaban diseñadas con reglamentos antiguos y las estructuras de concreto prefabricado estaban diseñadas con reglamentos nuevos y mejorados.

También se tiene algunas excepciones como es el caso del sismo del 7 de diciembre de 1988 en Armenia, donde varios edificios hechos con elementos prefabricados se colapsaron; o el del 17 de enero de 1994 en Northridge donde varios estacionamientos de concreto prefabricado también se colapsaron, esto debido a la negligencia de algunos diseñadores, que diseñaron los elementos de concreto prefabricado solo para recibir cargas gravitacionales y se olvidaron de las fuerzas horizontales por sismo. Actualmente con el avance de la tecnología y la investigación, se están haciendo varios estudios para diferentes sistemas de concreto prefabricado resistentes a sismos.

Las estructuras monolíticas son en general adecuadas para cimientos. Los cimientos exigen, como norma, grandes cantidades de concreto, el transporte del concreto y el colado son más fáciles que el transporte y colocación de pesados bloques de cemento, por lo que la prefabricación de estos bloques no es económica en general.

Las dimensiones y el peso de las estructuras prefabricadas están limitadas por sus posibilidades de transporte. Las modernas carreteras y adecuados vehículos hacen posible el empleo de la prefabricación en fabricas para la producción de grandes piezas. La tendencia de producción de varias estructuras como sea posible en fabricas, reduciéndose así el trabajo de unión que debe realizarse en obra, es particularmente justificable en países altamente industrializados que ofrecen grandes facilidades para el transporte.

Uso del presfuerzo en elementos prefabricados de concreto

El Concreto Presfuerzo consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta traveses para puentes de grandes claros, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras. Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas verticales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes.

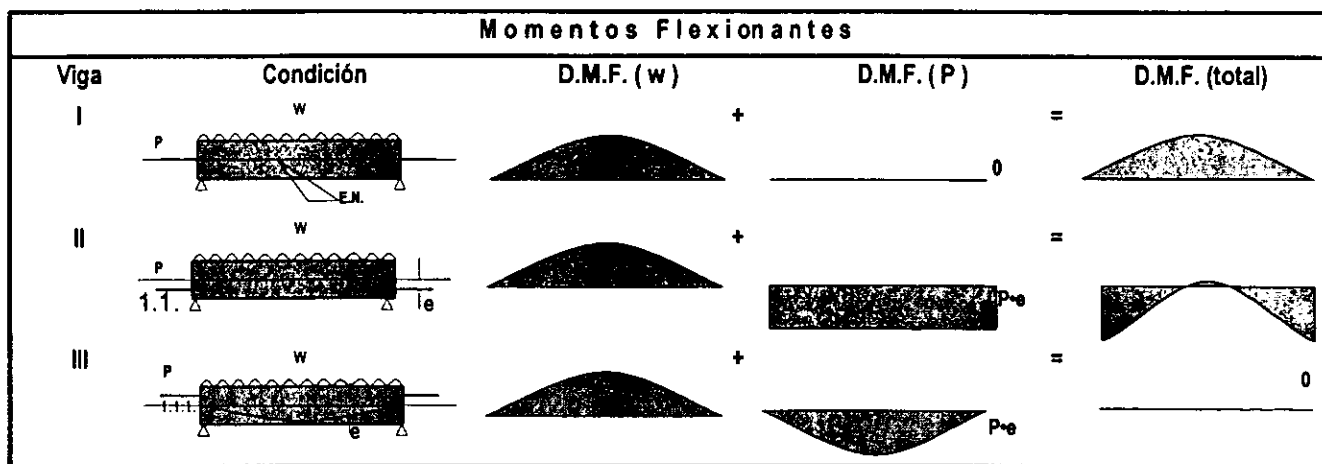


Figura 4.3 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presfuerzadas simplemente apoyadas.

En la figura 4.3 se muestran los diagramas de momentos debidos a carga vertical y al presfuerzo para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para las tres vigas; sin embargo, los diagramas de momento debidos a

la fuerza de presfuerzo son distintos. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. Aparentemente, no existe ventaja alguna al colocar presfuerzo axial. La viga II muestra un diagrama de momento constante debido a que el presfuerzo se aplica con excentricidad y su trayectoria es recta a lo largo de toda la viga; en los extremos no existe momento por cargas que disminuya la acción del presfuerzo, por lo que éste se deberá suprimir con encamisados o dispositivos similares. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

La figura 4.4 muestra los diagramas de esfuerzos para las mismas vigas de la figura 4.3 tanto al centro del claro como en los extremos. Al centro del claro se aprecia que el comportamiento de la viga I mejora con el presfuerzo, aunque este sea sólo axial, ya que las tensiones finales que se presentan en la fibra inferior son menores que para una viga sin presforzar; para las otras dos vigas estos esfuerzos son todavía menores por el momento debido al presfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III tienen esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión, estos últimos mayores a los de las otras dos vigas debido a la existencia de presfuerzo excéntrico.

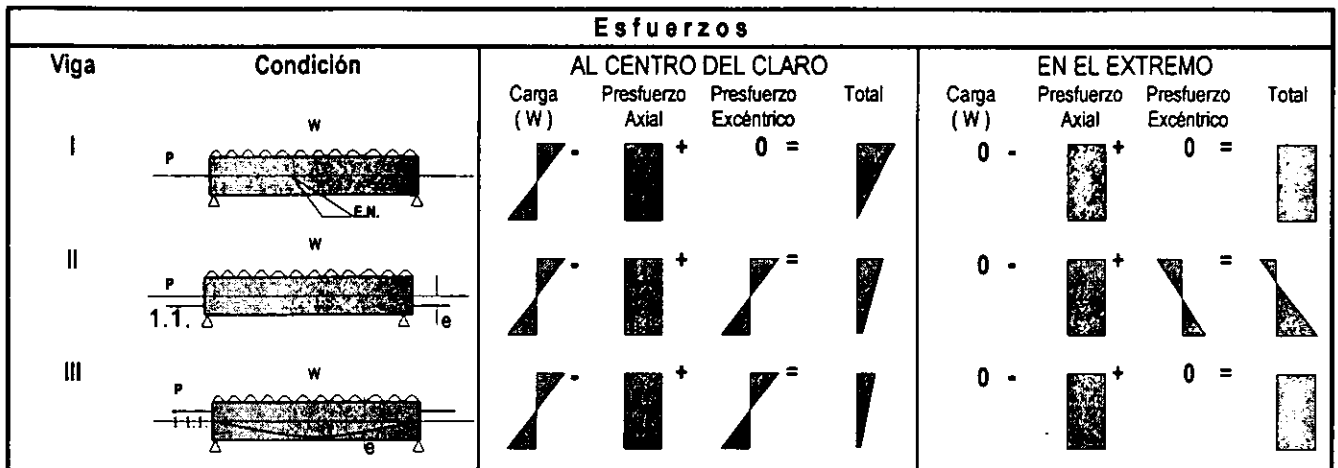


Figura 4.4 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excéntrica.

Ventajas y desventajas del uso de elementos presforzados

De acuerdo con lo anterior, la deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento producidos por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes. Esto se aprecia esquemáticamente en la figura 4.5 que muestra la comparación del estado de deformación y agrietamiento de dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, sometidas ante la misma carga vertical.

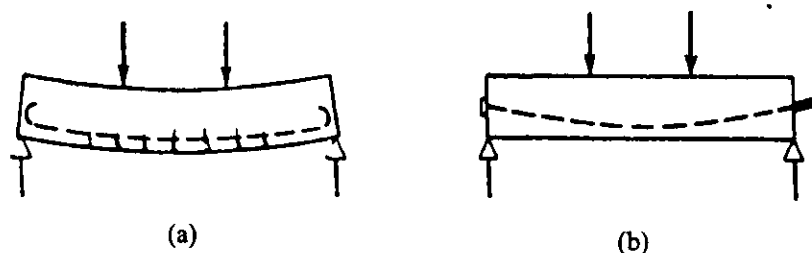


Figura 4.5 Deformación y agrietamiento en vigas: a) Concreto reforzado, b) concreto presforzado.

Algunas ventajas del concreto presforzado son las siguientes:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- Permite la utilización óptima de materiales de alta resistencia.
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas, por ejemplo, se utilizan peraltes del orden del claro, $L/20$, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado.
- La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos.
- Mayor rapidez de construcción al realizarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas financieras.

Conviene también mencionar algunas desventajas que en ocasiones pueden surgir en ciertas obras como las siguientes:

- La falta de coordinación en el transporte de los elementos prefabricados puede encarecer el montaje.
- En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción.
- Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos.
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio.

Existen aplicaciones que solo son posibles gracias al empleo del presfuerzo. Este es el caso de puentes sobre avenidas con tránsito intenso o de claros muy grandes, algunas naves industriales o donde se requiere de una gran rapidez de construcción, entre otras.

Pretensado y Postensado

Los conceptos mencionados anteriormente son igualmente válidos para las dos formas en las que se puede presforzar un elemento estructural. Sin embargo es importante diferenciar las características de estos dos sistemas.

En general, existen aplicaciones y elementos que solo son posibles ya sea para pretensado o postensado. Se prefiere utilizar elementos pretensados cuando se aprovecha la producción en serie y se desea mayor rapidez de construcción, que no sobrepase la capacidad de las mesas y que los elementos se puedan transportar por carreteras y avenidas existentes.

Pretensado

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza sea transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes y se pueden presforzar varios elementos a la vez. Los elementos más comunes son viguetas, trabes, losas y gradas, y las aplicaciones se hacen a edificios, naves y puentes.

El curado de los elementos se realiza con vapor de agua cubriéndolos con lonas. La acción del presfuerzo en el concreto es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las trayectorias del presfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos (figuras 4.3 y 4.4). En aquellas secciones donde el presfuerzo resulte excesivo, como en los extremos de vigas simplemente apoyadas sin desvío de torones, se debe disminuir la fuerza presforzante y encamisar algunos de ellos. En la figura 4.6 se muestran las posibles trayectorias de estos elementos así como un ejemplo de la producción en serie en mesas de gran tamaño, mayores de 100 m de longitud.

Postensado

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado.

Previo al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y los esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenos con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas; sin embargo, este mortero contribuye a aumentar la resistencia máxima a la flexión.

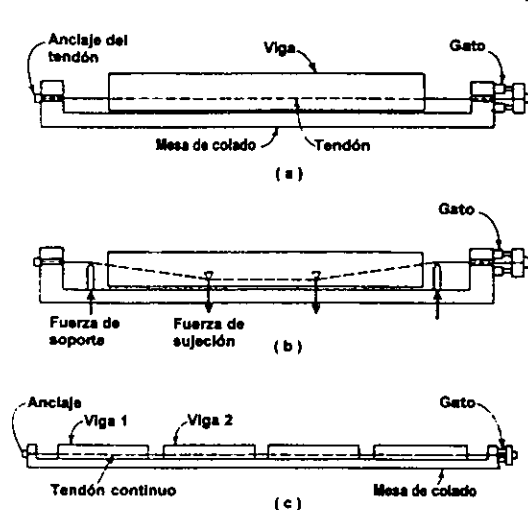


Figura 4.6 Fabricación de un elemento pretensado:
a) trayectoria horizontal, b) Desvío de torones, c) Producción en serie.

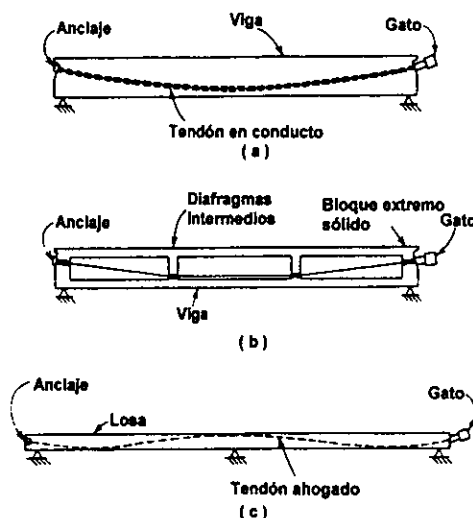


Figura 4.7 Trayectoria típica de tendones en vigas postensadas.

En el postensado la acción del presfuerzo es externa y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales o anclajes generalmente colocados en los extremos del tendón. Este método puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pié de obra o colados en sitio. Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, losas con presfuerzo bidireccional, diafragmas de puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros. Las trayectorias del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos indeseables en los extremos (figura 4.7)

Elementos Pre y Postensados

Hay ocasiones en que se desean aprovechar las ventajas de los elementos pretensados pero no existe suficiente capacidad en las mesas de colado para sostener el total del presfuerzo requerido por el diseño del elemento; en otras, por las características particulares de la obra, resulta conveniente aplicar una parte del presfuerzo durante alguna etapa posterior a la fabricación. Al menos ante estas dos situaciones, es posible dejar ahogados ductos en el elemento pretensado para postensarlo, ya sea en planta, a pié de obra o montado en el sitio.

IV.5 Ventajas específicas de la prefabricación

a) Control de la contracción

La contracción se puede reducir mediante relaciones agua-cemento bajas y curado con vapor. Secando y curando adecuadamente el concreto antes del montaje se puede hacer que la mayor parte de la contracción tenga lugar también antes del montaje.

b) Reducción del flujo plástico

Cuando se cura el concreto y se deja fraguar adecuadamente antes del montaje, se aumenta el nivel de resistencia y madurez del miembro, así como su módulo de elasticidad al aplicar las cargas, reduciéndose así el flujo plástico. En la fabricación de elementos prefabricados puede utilizarse concreto de mayor resistencia, con menor relación agua-cemento.

c) Control de calidad

Los elementos de concreto precolado pueden fabricarse bajo las mejores condiciones, en cuanto a cimbras o formas, colocación del refuerzo, colocación y vibrado del concreto y curado del mismo. De este modo puede obtenerse uniformidad y alta calidad de una manera práctica y económica.

El prefabricado asegura una mayor durabilidad, por medio de la exactitud y uniformidad del recubrimiento; como permite una mejor colocación y vibrado, manteniendo una relación agua-cemento baja, se puede lograr un recubrimiento más impermeable. El prefabricado facilita también el acabado liso y uniforme de la superficie.

El prefabricado permite también la aplicación de técnicas especiales, como la combinación del vibrado y la presión, el vidrio estampado, la extrusión, el centrifugado y el curado con vapor, los cuales por lo general no pueden aplicarse al concreto colado en sitio; de manera similar, el prefabricado permite usar el refuerzo pretensado.

d) Montaje sobre tráfico y eliminación de la obra falsa

Las trabes de concreto prefabricado pueden montarse sin obra falsa, sobre el tráfico normal de vehículos, ferrocarriles, o ríos, etc. Se pueden montar claros grandes usando el sistema de voladizos progresivos o el sistema de claros colgantes en voladizo.

Cuando se requiere de obra falsa para soportar temporalmente algunos elementos prefabricados, puede reducirse la cantidad de ésta (aunque las cargas totales permanezcan iguales a las de una construcción colada en sitio). Como se reduce el tiempo que debe permanecer en su sitio la obra falsa, se facilita la reutilización máxima de la misma.

e) Adaptabilidad a la construcción compuesta

Frecuentemente los elementos prefabricados pueden combinarse con los elementos colados en obra, para lograr una sección compuesta, como la de una estructura monolítica, aunque debe tomarse en cuenta la transmisión del cortante. Las unidades o elementos prefabricados pueden servir como cimbras parciales y como soporte para las formas de concreto colado en sitio.

Las diferentes etapas de carga deben tomarse en consideración para evitar el sobreesforzado de los elementos prefabricados, mientras se encuentran aun húmedo el concreto colado en sitio; el diseñador debe tomar en cuenta el efecto de las diferencias en la contracción y en el módulo de elasticidad.

f) Economía

Los diseños o proyectos en base a concretos prefabricados permiten hacer grandes economías en la construcción, manteniendo al mínimo la mano de obra en el lugar de la construcción; el montaje puede realizarse en las temporadas y condiciones mas favorables. Al utilizar mayores resistencias y secciones más esbeltas, puede reducirse el peso propio de la estructura, lo cual redundará en ahorros totales en concreto y acero, en especial en la cimentación.

Comparación económica entre las estructuras prefabricadas de concreto armado y las de acero.

La relación entre las demandas de acero de las estructuras de concreto armado y las de acero varían de 0.3 a 0.5. Esta relación varía para cargas vivas fuertes a favor del concreto armado, y para grandes claros varía en sentido opuesto, es decir para las estructuras de acero. El profesor soviético Sakhnovski²⁰ publicó unos índices técnicos-económicos referente a la demanda de materiales para una nave industrial de 15 m. de claro, equipada con un puente grúa de 5 ton. Estos índices referidos al metro cuadrado se calcularon para una estructura monolítica de concreto armado, una prefabricada de concreto y otra de acero. La demanda de material de los cimientos no se tuvo en cuenta. Dichos índices se muestran en la tabla 4.1.

Estructura	Demanda de material por m ²					Costo relativo %
	Arena y grava Kg	Cemento Kg	Acero Kg	Total kg	Madera m ³	
Monolítica de concreto armado	378	57	25	460	0.540	100
Prefabricada de concreto	215	61	24	300	0.070	83.7
Acero	56	10	84	150	0.004	—

Nota: La arena, grava y cemento, indicados en la fila referente a la estructura de acero, son los empleados para las piezas de cubierta de concreto armado.

Tabla 4.1 Comparación económica de tres tipos de estructuras: estructura monolítica de concreto armado, estructura prefabricada de concreto, estructura de acero.

Como puede verse en la tabla, la demanda de acero de la estructura de concreto armado es el 30% de la necesaria para la estructura de acero.

La demanda de acero para estructuras de concreto armado, comparadas con las estructuras de acero, varían según las piezas estructurales. Naturalmente los costos de las estructuras de acero o de concreto varían según las circunstancias de los diversos países, pero las estructuras de concreto armado son en general mucho más baratas.

IV.6 Ventajas de los elementos prefabricados arquitectónicos

La utilización de los prefabricados arquitectónicos, con una amplia variedad de colores, texturas y acabados, juega un papel predominante en la actualidad, dada la gama de posibilidades que ofrece, tanto en su aplicación como en su tecnología, ha surgido como un maravilloso medio de expresión para el artista, el escultor y el arquitecto. Su moldeabilidad y la flexibilidad con que puede someterse a muchas técnicas, se han combinado con su funcionamiento como material estructural y de recubrimiento, el cual posee grandes ventajas como, durabilidad, economía, resistencia al clima y al fuego.

Ventajas de diseño

Libertad de diseño.- son posibles una extensa variedad de expresiones con soluciones normales que utilizan las técnicas de producción industrializada y dan como resultado edificios completamente individualizados.

Control de calidad.- los elementos de producción en fábricas según normas de calidad especificadas que pueden ser inspeccionadas antes de la instalación.

Plástica.- son posible la realización de formas y configuraciones ilimitadas y económicas.

Ventajas funcionales

Capacidad estructural.- muros portantes y de soporte, o elementos que hacen de cimbra y que quedan como parte integral del edificio.

Aislamiento acústico.- es posible un control efectivo y económico del ruido.

Propiedades térmicas.- los elementos de concreto pueden diseñarse para conseguir la capacidad térmica necesaria mediante el uso de materiales especiales y/o la incorporación de diferentes materiales de aislamiento en el interior de los paneles.

Durabilidad.- calidad superior frente a la intemperie.

Bajo mantenimiento.- se consigue un servicio libre de problemas.

Resistencia al fuego.- capacidad resistente al fuego inherente al material.

Ventajas de la construcción

Instalación económica.- el tiempo de trabajo en sitio es menor y el montaje es posible en cualquier situación climatológica.

Ahorro de tiempo.- la prefabricación combinada con el montaje rápido, ahorra un tiempo considerable durante toda la construcción.

Bajo nivel de ruido.- esto es muy importante, sobre todo en aquellas zonas donde el ruido excesivo deba de ser evitado.

Ventajas económicas

Las ventajas económicas del concreto prefabricado están implícitas en la mayor parte de los grupos señalados anteriormente. Llega a ser incluso más aparentes cuando las innovaciones de diseño y de instrumentación aumentan la productividad, y el montaje de muros completos ayuda a reducir el trabajo en obra. Las disminuciones de las operaciones en obra ayudarán a estabilizar el costo total del edificio terminado. Los costos de financiamiento se reducirán por el tiempo más corto de la construcción.

Las incidencias de estas ventajas aumentará cuando el concreto prefabricado arquitectónico sea utilizado más allá de las aplicaciones puramente decorativas.

IV.7 Transporte y montaje de elementos prefabricados de concreto

Generalmente los elementos prefabricados se deben de transportar desde la planta de prefabricación hasta el lugar de la obra, para ello se puede utilizar camiones; embarques para grandes distancias, ó para elementos muy grandes el ferrocarril.

Durante el transporte los elementos prefabricados están sujetos a esfuerzos por carga muerta, esfuerzos dinámicos (de impacto) e inestabilidad lateral; una solución ideal es transportar el miembro apoyándolo en los mismos puntos en que se apoyará en la estructura final, sin embargo esto no puede hacerse siempre y se debe realizar estudios especiales para condición de transporte.

La inestabilidad lateral es la causa de la mayoría de los accidentes durante el transporte; en el caso de traveses largos y de gran peralte, a menudo es necesario amarrar varias traveses juntas, transportándolas lado a lado para suministrar el soporte lateral necesario.

El sistema más usual de transporte de elementos con exceso de largo usado en nuestro país, consiste en un tractocamión que tiene una pequeña plataforma giratoria en la que se apoya un extremo del elemento, y un "diablo" formado por 1 ó 2 ejes que soportan una plataforma fija de aproximadamente 3.5 m. de largo, la que a su vez recibe el otro extremo del elemento. La sujeción del elemento por transportar se realiza con arneses y con dispositivos metálicos, que evitan el volteo de la pieza pero que no le deben inducir esfuerzos adicionales no contemplados en el diseño del elemento.

Otro sistema también usado en nuestro medio es el de "plataforma de extensión" que se puede alargar y acortar dentro de ciertos límites, de acuerdo a las dimensiones de elementos por transportarse.

Un sistema que también podría usarse en el transporte de elementos prefabricados con pesos mayores de 40 tons. Puede ser el formado por un tractocamión ligado a una plataforma baja, comúnmente llamado "low bed" o "low boy", en la que se apoyaría un extremo del elemento y en el otro extremo un "diablo" de 3 ejes (figura 4.8).

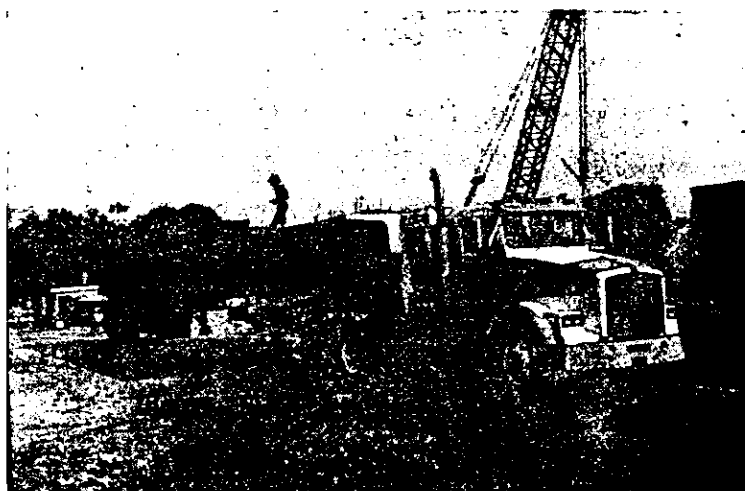


Figura 4.8 Camión para el transporte de elementos prefabricados.

Cabe mencionar que hay sistemas de 3 ejes con dirección hidráulica en todas las ruedas y que, por medio del mismo sistema hidráulico, permite igualar la carga en todas ellas y también permiten nivelar la carga al gusto del operador en casos de curvas sobreelevadas o caminos desnivelados.

Para el caso de transporte de paneles de fachadas, en los que el problema no es el exceso de alto, o bien ciertas condiciones de manejo del mismo, se puede usar también plataformas bajas ("low bed" o "low boy") con dispositivos que faciliten al acomodo de los elementos.

Técnicas y métodos de montaje

Estos métodos y técnicas están sujetas al claro, altura y tipo de la estructura, así como a su localización, topografía del lugar, peso, tamaño y forma de los elementos prefabricados, métodos de conexión y equipo de montaje disponible.

El éxito de montaje de elementos largos y pesados con tolerancias estrictas depende de la capacidad y cuidado del ingeniero constructor; en cada etapa del montaje se requieren cálculos concienzudos de los aparejos, soportes temporales y condiciones de esfuerzo. Se puede suministrar resistencia adicional o apoyo intermitente (por medio de refuerzos adicionales o esforzado temporal) o externamente (por medio de armaduras auxiliares o tirantes).

En áreas sísmicas es necesario asegurar un contraventeo suficiente para que la estructura en conjunto sea segura como una sola unidad durante los terremotos; por lo general, se considera innecesario rigidizar cada miembro contra esta condición de carga, al irlos montando, amenos que su falla individual pueda tener consecuencias de tipo catastrófico.

Izaje de los elementos prefabricados de concreto

Los elementos prefabricados deben manejarse de manera que no se produzcan agrietamientos, evitando el pandeo por medio de apoyos adecuado. En los puntos de levantamiento deben tomarse medidas especiales para evitar la concentración de esfuerzos y los agrietamientos; esto puede requerir de un diseño cuidadoso de los detalles y de acero dulce de refuerzo adicional.

Los estrobos para izar y manejar las piezas deben diseñarse con un factor de seguridad de 6. También debe considerarse el pandeo y los giros de la pieza durante el izado, los cuales ocasionan esfuerzos de flexión en los estrobos y pueden causar aplastamiento local del concreto.

Pueden emplearse estrobos de cable, siempre y cuando todos los alambres trabajen en conjunto; sus extremos pueden abrirse y fijarse en el concreto. También pueden usarse varillas lisas de acero dulce, suministrando un anclaje adecuado para evitar que se desprendan; su diámetro debe de ser tal que no pueda presentarse una falla localizada por aplastamiento en su soporte.

Equipos formales para el izaje.

Las piezas prefabricadas deben elevarse y colocarse, de acuerdo con lo estipulado en el proyecto, con diversas maquinas de elevación. Algunas de ellas como por ejemplo la grúa torre, se usa también en construcciones monolíticas para el transporte de los materiales de construcción a niveles más altos.

Actualmente existe en nuestro país un buen número de equipos que pueden realizar satisfactoriamente las necesidades del montaje de elementos prefabricados de concreto que se vayan presentando.

Dentro de este concepto se encuentran las siguientes maquinarias de elevación:

Grúas Torre

La grúa torre es una de las máquinas más útiles en la industria de la construcción. Se emplea en primer lugar para el transporte vertical de los materiales de edificación y para la elevación de piezas prefabricadas, pero es también adecuada para cualquier otra operación de elevación o colocación, así como para el transporte horizontal (figura 4.9).

Las grúas de torre exige una vía de pesados rieles descansados sobre cimientos apropiados. Esta circunstancia es una desventaja de estas maquinas, así como su montaje, desmontaje y transporte que son engorrosos, caros y lleva tiempo. Por consiguiente, el empleo de grúas de torre es económico solamente si hay que elevar un gran número de piezas.

La capacidad de carga de las grúas torre, en comparación con las de otros aparatos de elevación, no demasiado grande (usualmente 6 tons.) por lo que son adecuadas principalmente para la elevación de piezas pequeñas. Estas grúas son capaces de efectuar tres clases de movimientos simultáneamente: elevar la carga, moverse hacia adelante y hacia atrás y girar conjuntamente con la carga.

En ocasiones la pluma de algunas grúas torre esta prevista en un carro desplegable, en este caso el movimiento de este carro es el cuarto que puede realizarse por una grúa de torre. Para edificios muy altos se emplean las grúas de torre ascendentes. Estas grúas no cambian de posición sino que la pluma giratoria y su altura se aumentan paralelamente a la del edificio. La estabilidad de la grúa torre se asegura mediante adecuado contrapeso colocado en ellas.

También existen grúas torres montadas en camión, en las que se puede armar la pluma en la obra agregando extensiones en el piso para que después la misma grúa pare la torre y maneje le brazo según se requiera desde la posición de horizontal hasta formar un ángulo de 70° aproximadamente con el horizonte.



Figura 4.9 Torre grúa.

Grúas sobre camión

Como su nombre lo indica, constan de un camión sobre neumáticos que transporta una caseta giratoria con una pluma acoplada. Las hay de pluma estructural (figura 4.10) a la cual se le puede añadir o quitar extensiones según se requiera, y de pluma telescópica (figura 4.11), en las que la pluma puede extenderse o recortarse por medio de pistones hidráulicos acoplados.

Estas grúas tienen la enorme ventaja de su transportabilidad, ya que pueden moverse fácilmente de un sitio a otro situado a 500 km de distancia, llegar a este último y en un tiempo relativamente corto están listas para trabajar.

El camión de estas grúas dispone a su vez de cuatro brazos metálicos denominados comúnmente estabilizadores, y que una vez que la grúa se coloca en la posición en que se va a trabajar, se apoyan directamente en el terreno, relevando a las llantas de la carga que levantara la grúa y aumentando su capacidad considerablemente.

La diferencia básica entre las plumas estructurales y las telescópicas estriba en la forma de soportar la carga; en las primeras la carga se descompone en una tensión en las riendas o tirantes de la pluma y una compresión en la misma, y en las segundas la pluma trabaja a flexo-compresión sin ninguna sujeción en su extremo, lo que va en contra de su longitud de pandeo.

En nuestro medio se encuentran grúas de pluma telescópica hasta de 140 tons. de capacidad y con longitud de pluma desde 13.9 m hasta 52.8 m. En cambio las de pluma estructural pueden llegar a 300 tons. de capacidad y con longitud de pluma de hasta 100 m.

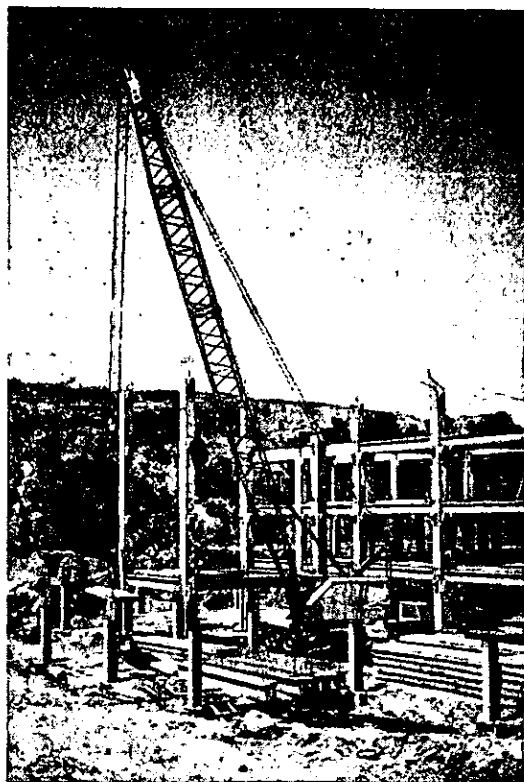


Figura 4.10 Grúa sobre neumáticos y pluma estructural.

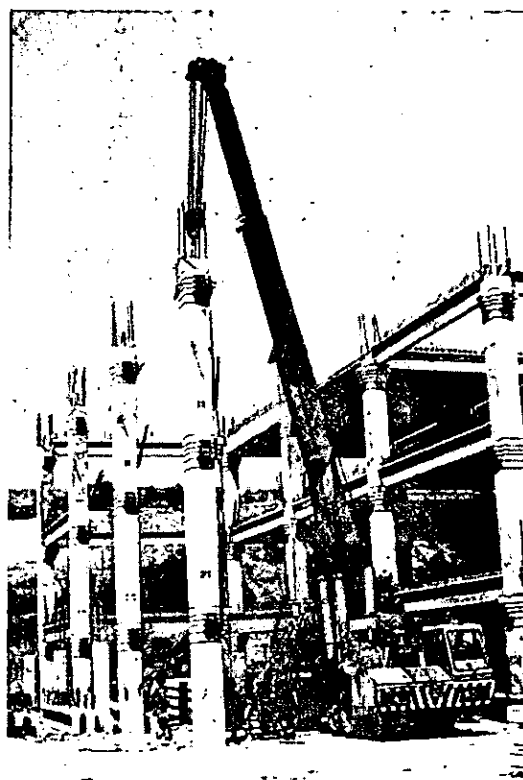


Figura 4.11 Grúa sobre neumáticos y pluma telescópica.

Grúas sobre orugas

Son semejantes a las grúas de pluma estructural pero se diferencia en que se mueve a base de orugas. Son adecuadas para la elevación de piezas prefabricadas, porque son móviles y además son capaces no solo de elevar piezas sino que también de transportarlas. Tiene la ventaja de que puede transmitir la carga con mayor facilidad que otras grúas pero en cambio es necesario transportarlas de un sitio a otro por medio de trailers y, dependiendo de su tamaño, llega a ser necesario desarmarlas para su transporte. Existen grúas de 300 tons. de capacidad. Estas grúas tienen ciertas desventajas, una de ellas es el efecto perjudicial de estas maquina sobre pavimentos previamente terminados, la segunda es su falta de estabilidad, de modo que puede volcarse si no se maneja hábilmente.

Por su incomodidad de transporte, se emplean más comúnmente en trabajos en que se requiere una permanencia de tiempo mayor.

Grúas denominadas para terreno agreste

Este tipo de grúas es similar al de las grúas telescópicas montadas en camión, solo que la unidad transportadora difiere en que en lugar de ser camión es un sistema de 4 ruedas, las cuales tienen todas direcciones, lo que le da una gran manejabilidad aún en espacios muy reducidos.

Tiene la desventaja de que no son hachas para transitar en carretera, por lo que es necesario moverlas por medio de otro vehículo para llevarlas de un sitio a otro a distancias mayores. Son ideales para patios en plantas de prefabricación por su rápida manejabilidad.

Plumas contraventadas sencillas

Este equipo es mucho más económico y rudimentario pero muy usual y practico. Esta formado por perfiles estructurales de acero en celosía que integran una columna y se contraventea con cables de acero en 4 direcciones aproximadamente octagonales entre si ancladas en lugares adecuados. Uno de los contraventeos comúnmente es el que resulta de la carga principal debido a que es el que ocupa la posición opuesta del cable que levanta la carga.

El cable de levante generalmente es accionado por un malacate mecánico que proporciona el tirón necesario para mover la carga. La longitud de esta pluma se puede modificar agregando o quitando insertos según sea necesario. Ocasionalmente se llegan a usar dos plumas gemelas trabajando en paralelo, dividiéndose la carga entre las dos.

CAPITULO V

DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS ANTE FUERZAS SISMICAS

- V.1 Usos de la prefabricación en la construcción
- V.2 Elementos prefabricados para edificios
- V.3 Diseño de elementos prefabricados
- V.4 Conexiones
- V.5 Algunas obras construidas en México con elementos prefabricados

V.1 Usos de la prefabricación en la construcción¹¹

El desarrollo de productos, materiales y técnicas, han hecho competitivo el concreto presforzado/prefabricado en una gran variedad de estructuras residenciales, comerciales, de transporte y muchos otros tipos.

El desarrollo de productos estándares es una de las mayores actividades; los productos más usados en la construcción son dobles T y losas huecas. Las dobles T son eficientes para claros hasta de 20 m, también claros más largos son posibles con secciones más peraltadas. Las losas huecas están disponibles en una variedad de anchos desde 40 cm hasta 1.2m con peraltes de 10 hasta 30 cm en múltiplos de 5, son usadas para claros hasta cerca de 15 m.

Las secciones transversales de algunos productos comúnmente usados son: vigas I, vigas cajón y T, las cuales son usadas en la construcción de puentes. La T invertida, y viga rectangular son usadas para estructuras de marcos para soportar los miembros de cubiertas. Las columnas cuadradas o rectangulares con o sin ménsulas son una parte integral del sistema columna-viga que hace posible el rápido izado en todo tipo de clima.

Algunas obras que se pueden construir con el uso de elementos prefabricados son las siguientes:

Edificaciones residenciales

El concreto presforzado/prefabricado tiene una amplia aceptación en departamentos de baja y mediana altura, hoteles y moteles. La superioridad de las cualidades de resistencia al fuego y el control de ruido son especialmente reconocidos por los propietarios y constructores. Las losas huecas es un producto estándar en este tipo de construcciones.

Edificios de oficinas

El uso del concreto prefabricado en construcciones de edificios de oficina son muchos, desde sistemas completos de edificios hasta productos individuales como escaleras de concreto prefabricado. Vigas, columnas y pisos de concreto presforzado/prefabricado son utilizados en sistemas de marcos; los muros de cortante pueden ser usados solos o en conjunto con vigas y columnas para resistir cargas laterales.

Almacenes y edificios industriales

La habilidad del concreto presforzado/prefabricado para soportar cargas pesadas en claros de grandes distancias con peraltes pequeños, es particularmente apropiado para almacenes y edificios industriales. Los muros de concreto presforzado/prefabricado estándar, aislante o no aislante, son muy económicos para almacenes y aplicaciones de manufactura ligeras. Los sistemas totalmente prefabricados con techos diafragma presforzados/prefabricados y muros de cortante pueden proveer a los propietarios de un completo "paquete estructural".

En proyectos industriales pesados, las unidades de piso prefabricado capaz de soportar las cargas típicas de pisos pesados pueden combinarse con otros componentes prefabricados para construir sistemas estructurales versátiles y resistentes a la corrosión. Los marcos prefabricados pueden ser diseñados para acomodar una variedad de sistemas mecánicos y para soportar grúas viajeras para usos industriales. La alta calidad del concreto prefabricado provee protección contra el fuego, humedad, y una variedad de sustancias químicas.

Claros libres de 12 m y 25 m son posibles usando losas de núcleo hueco y dobles T, respectivamente. Aún claros mayores cerca de 45 m pueden obtenerse con vigas tipo puente.

Estructuras de estacionamientos

Recientemente, arquitectos, ingenieros, constructores y propietarios están cambiando al concreto presforzado/prefabricado como la respuesta a sus necesidades de estacionamientos comerciales, municipales e institucionales. Aunque se clasifican y se construyen como edificaciones, las estructuras de estacionamiento son únicas; en algún modo, se pueden comparar a los puentes con múltiples cubiertas. Estos están sujetos a cargas móviles del tráfico de los automóviles.

El control de las condiciones de un concreto prefabricado en planta aseguran al propietario de una estructura de estacionamiento la calidad del concreto y la mano de obra que provee una larga durabilidad. La baja relación agua-cemento del concreto que usan los fabricantes de concreto prefabricado ha probado aumentar la resistencia a la corrosión.

Las fachadas puede servir sólo como revestimiento para la estructura, o también puede ser diseñada para soportar cargas por gravedad. Ahora se está tomando en cuenta el uso de las fachadas prefabricadas para contribuir a la resistencia a cargas laterales de los marcos estructurales.

Estadios y Arenas

Los estadios y arenas grandes son estructuras impresionantes, en ocasiones estos proyectos se construyen en tiempos cortos para programar algún evento deportivo importante. El concreto presforzado/prefabricado ha sido la elección para muchos de estos proyectos. La técnica de postensar segmentos prefabricados ha permitido a este versátil material formar complicados brazos en cantiliver y soportar los techos de las estructuras. La producción en masa de unidades de asientos han sido manufacturadas en una gran variedad de configuraciones y claros para proveer su rápida instalación y durabilidad. La habilidad para eliminar grandes horas de trabajo hace que el concreto presforzado/prefabricado sea la mejor opción para muchos componentes en la construcción de estadios, especialmente asientos que pueden estandarizarse para tomar ventaja de su utilización de forma repetida.

Puentes

La construcción de puentes dio comienzo a la industria del presfuerzo. El concreto presforzado/prefabricado es ahora el material estructural dominante para puentes de claros cortos y medianos. Con su durabilidad inherente, bajo mantenimiento y calidad asegurada, el concreto presforzado/prefabricado es un producto natural para la construcción de puentes. La habilidad de la rápida colocación de componentes de concreto prefabricado en todo tipo de climas con pequeñas interrupciones de tráfico se adiciona a la economía del trabajo. Para claros cortos (claros hasta de 50 m), el uso de secciones cajón y dobles T han probado ser económicas.

V.1.1 Estructuración con elementos prefabricación

Las estructuras de concreto presforzado/prefabricado, hechas en plantas de alta calidad de fabricación, provee una flexibilidad superior para lograr los grados requeridos de resistencia al fuego, control de ruido y durabilidad. La disponibilidad de una variedad de materiales y acabados hace virtualmente posible cualquier deseo de carácter estético. Más aún, la velocidad de construcción con concreto presforzado/prefabricado minimiza los costos de las labores en el sitio, reduce los costos de financiamiento y de esta manera provee un importante ahorro al propietario o constructor.

El objetivo del diseño sísmico es producir estructuras optimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Dicho objetivo puede expresarse en términos de los siguientes objetivos directos: se busca 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. También se pide que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general.

Para un esquema estructural dado el RCDF permite al proyectista diferentes opciones en cuanto a la magnitud de la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño por efecto de ductilidad por medio del valor del factor "Q", el cual tiene valores de 1,2,3,4. Sin embargo, los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detallado se hacen cada vez más rigurosos a medida a que aumenta el valor de "Q".

Los factores de reducción por ductilidad especificados en el reglamento son índices de la cantidad de energía que la estructura debe ser capaz de disipar en el intervalo inelástico.

Se a visto que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales, así como de la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía. A continuación se describen algunas características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

a) Poco peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

a) Simetría y regularidad en planta

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración. En primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Además la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente a la falta de simetría, ya sea en masa, rigidez o resistencia, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños que pueden ser muy apreciables.

a) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad

La estructura tiene que ser uniforme para tener mejores posibilidades de comportarse bien ante un sismo. Los elementos que soporten las cargas verticales (columnas y/o muros) deben estar distribuidos uniformemente y serán continuos desde la cimentación hasta el último nivel, las vigas y columnas deben de estar en el mismo plano y que sus ejes se intercepten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de los elementos mecánicos.

V.1.2 Sistemas Estructurales

Las construcciones de muros de carga y marcos de viga-columna, han sido usados exitosamente para edificios de cuatro o más niveles. Se puede disponer de resistencia a cargas laterales por medio de muros de cortante, marcos rígidos o alguna otra combinación de estos.

Dentro de los sistemas de construcción con elementos prefabricados se tienen los siguientes:

Construcciones con marcos rígidos

Uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para resistir sismos son los marcos continuos. Este sistema es base de columnas y trabes prefabricadas, para unir los elementos se utiliza la conexión trabe-columna con o sin ménsulas, o conexiones coladas en el lugar

Construcciones con muros de rigidez

Otro sistema ampliamente empleado para resistir sismos es el de muros de rigidez, en especial en edificios donde se quiere limitar los desplazamientos laterales. Los muros pueden ser a base paneles prefabricados, trabes doble T o losa extruida.

También se puede hacer una estructuración combinando los dos sistemas, utilizando marcos rígidos y muros de rigidez.

V.2 Elementos prefabricados para edificios

Se han desarrollado para edificios algunas formas más o menos estándar de unidades prefabricadas. Aun cuando a la fecha no se encuentren completamente estandarizadas, se encuentran ampliamente disponibles con pequeñas variaciones locales. Al mismo tiempo, el procedimiento del prefabricado es lo suficientemente adaptable como para que se pueda producir económicamente las formas especiales, siempre que el número de repeticiones de cada unidad sea suficientemente grande. Esto es particularmente importante por ejemplo, para los paneles de muro exterior, para los cuales se necesita una gran variedad de tratamientos arquitectónicos.

UNIDADES PARA PISO Y TECHOS

Losa extruida

Es un elemento de concreto presforzado de sección rectangular y aligerado por medio de ductos de variadas características formados sin necesidad de ninguna cimbra (figura 5.2). Esta losa en sus costados tiene un perfil tal, que se le permite colocar juntas entre cada elemento.

La construcción de este elemento es mediante el proceso de extrusión, realizándose de la siguiente manera:

1. El concreto se coloca sobre una cama o mesa de acero de ancho constante y una longitud 100 a 150 m. Sobre esta se tensan los cables de presfuerzo con gatos hidráulicos y se anclan a los muertos de la mesa.
2. El colado de la pieza se realiza mediante una máquina llamada extrusora, la cual avanza empujándose del concreto ya colado, por lo que deberá ser de bajo revenimiento. La máquina forma la sección de la pieza incluyendo los huecos de la sección. La losa se cuele de forma continua a lo largo de toda la mesa y posteriormente, ya realizado el curado del concreto y el cortado de los cables, se procede a cortar la losa en las longitudes deseadas según lo especificado en el proyecto.

Generalmente este tipo de losa se utiliza en edificios de oficinas, hospitales, escuelas, gimnasios, centros comerciales. Entre las ventajas de esta losa encontramos la ligereza de los elementos, buenas características de aislamiento térmico y acústico, y la facilidad para el enductado de las instalaciones eléctricas e hidráulicas.

Losa doble T

Esta losa tiene una sección como su nombre lo indica de dos T unidas por el patín superior (figura 5.1). Dentro de las características de esta losa, encontramos que tiene una gran resistencia al cortante puesto que cuenta con dos almas, que se pueden armar. Otra característica de esta losa, es que es un elemento estable y no necesita de apoyos para mantenerla en equilibrio como es el caso de la losa T.

El acero de presfuerzo se coloca en la parte inferior de las dos almas logrando que este trabaje con eficacia.

Este tipo de losa se fabrica en plantas especializadas mediante el sistema de pretensado anclando los cables en los muertos de la instalación, o bien, en los moldes llamados autotensables, donde los cables se anclan en el mismo molde el cual es capaz de resistir la fuerza pretensora.

Se utiliza como losa de entre piso o de azotea en edificios de oficinas, vivienda, clínicas, hospitales, centros comerciales, gimnasios, paseos peatonales, estadios, etc.

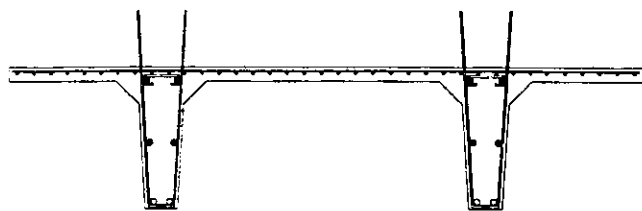


Figura 5.1 Sección transversal losa doble T.

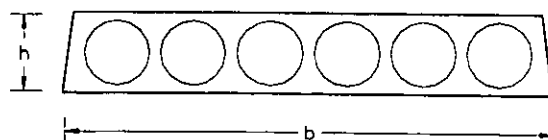


Figura 5.2 Sección transversal de losa extruida.

VIGUETA Y BOVEDILLA

Es un elemento estructural de concreto pretensado, que asociado con la bovedilla y con el firme colado en sitio y armado con malla por temperatura constituye la losa prefabricada.

Para la fabricación de estos elementos se utilizan moldes metálicos o de concreto de alta resistencia y alambre de presfuerzo.

Con este sistema es factible producir losas de diferentes claros y capacidades de carga, ya que su versatilidad permite variar la separación y el peralte de las viguetas, y seleccionar la bovedilla adecuada. Se fabrican en un peralte de 14 cm, con un ancho de 20 cm y diferentes largos (35, 45, 55, y 65 cm)

Este fue un sistema que inicialmente se pensaba utilizar únicamente en la construcción de la vivienda, aunque actualmente se utiliza en casi todo tipo de entrepiso. Una de las grandes ventajas de este sistema de losa es que el montaje se realiza de una forma manual, de tal forma que se evita utilizar equipo pesado (figura 5.3).

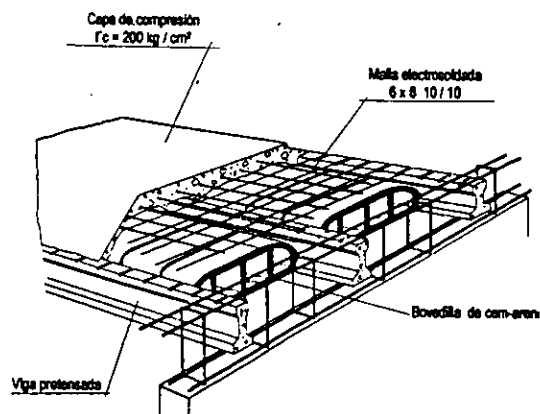


Figura 5.3 Vigueta y bovedilla.

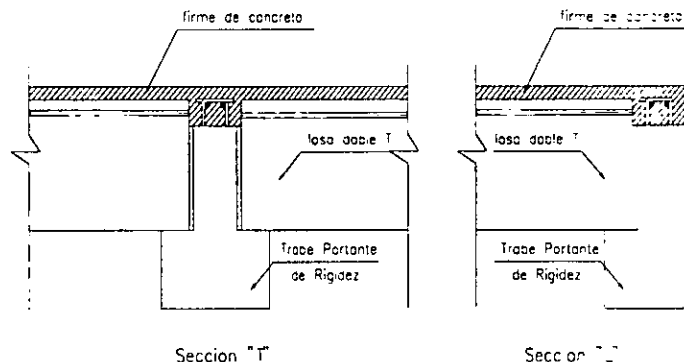


Figura 5.4 Sección transversal T y L.

Las cargas que se aplican a estos elementos y que deben considerarse para el diseño son:

- Peso propio del elemento
- Peso del firme de compresión
- Cargas muertas
- Cargas vivas

VIGAS Y TRABES

Se han producido vigas y trabes de muchas formas para los miembros estructurales principales en los edificios de concreto prefabricados/presforzados. Las formas y dimensiones de estos miembros no son tan estándar como lo es para las unidades de sistema de piso. La geometría de la sección transversal está dictaminada no solamente por los requerimientos de carga y claro, sino a menudo por la necesidad de proporcionar un largero o ménsula continua para el apoyo extremo de las unidades de tablero prefabricados formando un entramado a 90°. En la figura 5.4 se pueden observar las secciones transversales L y T invertida típicas.

COLUMNAS

Las columnas así como las vigas y trabes de piso son a menudo prefabricadas (figura 5.5). Pueden ser presforzadas pero con más frecuencia son reforzadas convencionalmente. Las secciones transversales rectangulares son las más comunes, pero se han empleado otras secciones para propósitos especiales. Las columnas son prefabricadas en posición horizontal, simplificando grandemente los trabajos de cimbrado y facilitando la colocación del concreto.

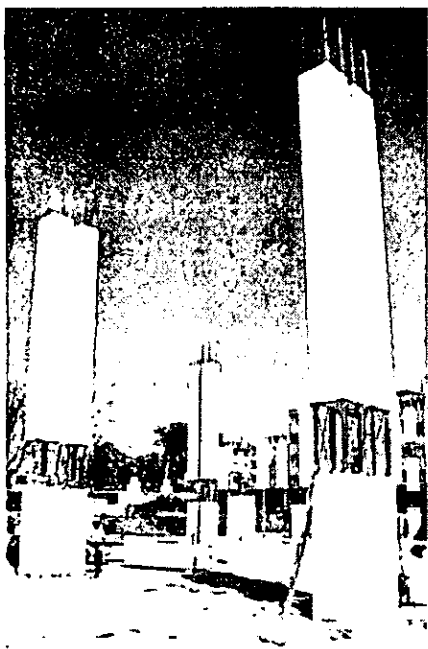


Figura 5.5 Columnas prefabricadas.

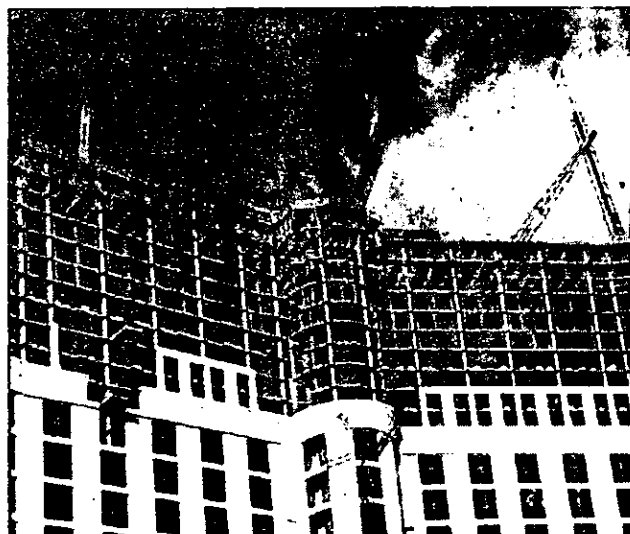


Figura 5.6 Fachadas prefabricadas.

PANELES DE MURO DE FACHADA

Se han empleado muchos tipos de paneles de muros para recubrir edificios de uno o más pisos. Ellos solo pueden ser como revestimiento, pero a menudo los muros tienen capacidad portante, y brindan apoyo vertical a los pisos y cubiertas. Adicionalmente, prestando cuidadosamente atención a los detalles, ellos pueden proporcionar resistencia efectiva a las fuerzas laterales de los edificios.

Pueden emplearse las mismas formas en doble T que se usan en tableros de piso para construir paneles de muro. Normalmente los anchos son de 1.5 por 3.0 m y el espesor típico de la superficie es de 5 a 10 cm, con nervaduras de 20 a 40 cm de peralte. Estas unidades proporcionan apoyo vertical a los pisos y cubiertas mediante ménsulas continuas en la cara interior, o mediante ángulos de asiento anclados a dispositivos encastados dentro del concreto.

A menudo también se usan paneles de muro plano, estos pueden tener varios tratamientos superficiales incluyendo la exposición del agregado y la superficie con cierto patrón (figura 5.6).

V.3 Diseño de elementos prefabricados

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo, para determinadas acciones y características geométricas de la obra. Una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar los aceros de presfuerzo y de refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas dentro del marco de un reglamento vigente. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección típica a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.

Etapas de un elemento presforzado o prefabricado

Un elemento presforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. En

general, existirán dos etapas importantes de revisión, de transferencia y final, aunque para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas.

Etapa de transferencia

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera la presión en el gato hacia los anclajes en concreto postensado. Es decir, cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Dado que a la acción del presfuerzo solo se contrarresta la del peso propio del elemento, generalmente, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima.

Estado intermedio

Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento, donde se debe tener cuidado en no modificar los apoyos para no alterar su estado estático.

Muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas viguetas, traveses y losa que, antes de que la sección compuesta esté lista para soportar cargas, requieren de cimbrado temporal que es removido cuando los colados en sitio y la losa o el firme han fraguado. Otro tipo de elementos con tratamiento especial son las vigas que fueron fabricadas, transportadas y montadas como simplemente apoyadas pero que en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático.

Etapa final

El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general y en cada elemento en particular para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. Se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga en la ruptura una falla dúctil. En esta etapa se tienen todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado en sitio, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia.

Esfuerzos permisibles según el RCDF

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de servicio durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de fatiga.

Esfuerzo	Inmediatamente después de la transferencia	Bajo cargas de servicio
Compresión	$0.60 f_{ci}$	$0.45 f_c$
Tensión	$\sqrt{f_{ci}}$	$1.6 \sqrt{f_c}$

Tabla 5.1 Esfuerzos permisibles en el concreto (NTC)

Las NTC-C contienen algunos criterios para la Revisión de los Estados Límite de Servicio, acotando los valores de los esfuerzos en el elemento pretensado para lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico que son directamente proporcionales a los esfuerzos de compresión permanentes en la sección del elemento. Se debe usar la teoría elástica del concreto y la sección transformada, sin emplear secciones reducidas, ni esfuerzos reducidos, ni factores de reducción.

Los esfuerzos permisibles en el concreto se muestran en la tabla 5.1, donde f_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia.

Pérdidas de presfuerzo

Existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Estas pérdidas pueden llegar a ser mayores al 30 por ciento en elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar en un diseño poco conservador y el resultado se reflejará a largo plazo, una vez que todas las pérdidas se presenten. Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última, las pérdidas no influyen debido a que la resistencia del elemento está en función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones.

Las pérdidas más comunes en elementos presforzados son

- pérdida por fricción
- pérdida debida al deslizamiento del anclaje
- pérdida debida al acortamiento elástico
- pérdida debida al desvío de torones
- pérdida debida a la contracción del concreto
- pérdida debida al flujo plástico del concreto
- pérdida debida a la relajación del acero

V.4 Conexiones

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y el detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte de forma congruente con lo que se supone en el análisis estructural. A este respecto los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso desarrollar mecanismos de deformación que le permita disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

El diseño satisfactorio de las conexiones no puede lograrse sin considerar plenamente los requisitos de la producción. El entendimiento de la producción del prefabricado no solamente produce menos costos en las conexiones, sino también sugiere formas en las cuales las conexiones trabajen como se pretende.

Estandarización

La normalización de las conexiones es un aspecto importante en el diseño de las mismas. Mejora el control de calidad en la planta y reduce costos de producción. Por ejemplo si la mayoría de los detalles de conexiones requieren una placa de 10 mm, aunque en algunas situaciones sea adecuada una placa de 8 mm, todas las conexiones deberán hacerse con placas de 10 mm. Al seleccionar el acero de refuerzo, si algunos detalles de conexiones requieren varillas del número 6 y otras del número 5 para condiciones similares, deberán usarse solamente varillas del número 6.

Refuerzo en las conexiones

Una consideración práctica en el diseño de las conexiones es un límite en el tamaño de las varillas de refuerzo. Las varillas mayores al número 6 requieren longitudes de empotramiento para anclaje que pueden ser inadecuadas para la conexión, o difíciles de doblar y que no se doblen en ángulos rectos, sino en un arco. Cuando se suelda el refuerzo, deberán conocerse las características de soldabilidad. Como regla general, la mayoría de las varillas de grado 40 y 60 deberán soldarse. Es importante no soldar las varillas de refuerzo en las cercanías de un doblez frío. Esto da por resultado una cristalización y un comportamiento impredecible de la varilla de refuerzo en el doblez, por ejemplo, la soldadura de punto puede producir una cristalización similar y reducir la resistencia de la varilla, debiéndose llevar a cabo con mucho cuidado cuando sea necesario.

Un detalle de conexión que requiere una gran cantidad de refuerzo adicional en los extremos de los miembros prefabricados puede crear dificultades de producción. La dificultad en la colocación y vibración del concreto puede conducir a cavidades en el interior de la conexión; o la congestión de las varillas de refuerzo puede dar por resultado que sean colocadas en forma impropia. Un detalle de conexión con varillas de refuerzo que se crucen entre sí, requiere una cuidadosa revisión de las dimensiones para asegurar que se disponen de suficientes claros y tolerancias para la colocación apropiada del acero.

Perfiles de acero empotrados

Frecuentemente se pasa por alto en el diseño de placas, ángulos u otros perfiles de acero empotrados en el concreto prefabricado, la unión adecuada a las formas. Esto puede dar por resultado un apoyo desigual u otros problemas cuando, más tarde, se termine la conexión en la obra.

Es importante que no se presenten vacíos o cavidades, especialmente en los extremos de los miembros prefabricados. Esto sucede frecuentemente cuando las placas o los ángulos se colocan de tal manera que el concreto tiene que trabajar debajo de ellos. Para estas situaciones, deberán perforarse agujeros con el objeto de que libere el aire dentro de la parte horizontal del empotramiento, de manera que el aire atrapado pueda escapar, reduciendo en esta forma la tendencia a formar cavidades o vicios.

SISTEMAS DE FUERZAS

El sistema de fuerzas en una conexión no es más que la suma total de todas las cargas transmitidas a ella. Las cargas típicas son aquellas que comúnmente se consideran en el diseño de edificios o puentes. La conexión puede soportar ciertas cargas adicionales durante la construcción de la estructura, o puede haber condiciones de carga que son peculiares al concreto prefabricado, y que también deben incluirse en los sistemas de fuerzas.

Cargas típicas

Todas las conexiones de concreto prefabricado deberán diseñarse para resistir satisfactoriamente las cargas de gravedad resultante de las cargas vivas y muertas, las cargas por viento, las cargas sísmicas o cualquier otra carga lateral que puede inducirse como la que proviene de grúas o maquinaria que tenga vibraciones. Estas consideraciones de carga estructural normal dan por resultado conexiones que resisten fuerzas de tensión o de compresión, cortante, torsión o momento flexionante. Sin embargo no es apropiado diseñar conexiones considerando solamente las condiciones típicas de carga. Las fuerzas y esfuerzos impuestos sobre la conexión por cargas típicas pueden alterarse, a veces drásticamente. Por lo tanto, el ingeniero debe considerar el efecto de todas las condiciones especiales de carga para asegurar que la conexión trabajara satisfactoriamente bajo las condiciones finales de carga.

Cargas de cambio de volumen

La omisión de cargas debidas a cambios de volumen puede dar por resultado el subdiseño de una conexión. Los cambios de volumen en los miembros presforzados/prefabricados, son ocasionados por cambios de temperatura, fluencia o contracción. Cuando se restringe este movimiento potencial, pueden desarrollarse fuerzas considerables.

Las restricciones pueden presentarse en las conexiones en una diversidad de formas. En los miembros a flexión, puede ser por fricción en las conexiones o al soldar en uno o ambos extremos de los miembros.

Cuando se presenten restricciones a cambios volumétricos en los miembros a la flexión, pueden desarrollarse fuerzas horizontales en la conexión que sean lo suficientemente fuertes para reducir en forma importante la capacidad supuesta de la conexión.

Todas las conexiones deberán estar diseñadas, ya sea para resistir totalmente las cargas de cambio de volumen que puedan desarrollarse debido a la restricción, o limitar la magnitud de las fuerzas a una cantidad predecible a través de un uso juicioso de los detalles de conexión y los materiales para reducir la formación de restricciones.

Fuerzas de montaje

Durante el montaje de los miembros prefabricados, es posible que una conexión reciba una carga mucho mayor que cuando esté terminado el montaje y soporte solamente las cargas típicas. Estas cargas especiales incluyen vientos durante la construcción, fuertes cargas de construcción, impactos, cargas excéntricas como resultado de torsión o variaciones temporales en la posición prevista de las cargas.

La carga por viento de una estructura durante el montaje es un problema complejo. Por sencillez, deberá considerarse al diseñar las conexiones una carga mínima de 145 kg/m^2 sobre la proyección de las superficies, de vigas, columnas y otros miembros. Estos valores incluyen los efectos de presión y succión normales sobre las formas estructurales prefabricadas con un viento de 160 km por hora .

CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS EN EDIFICIOS

El ingeniero involucrado en el análisis, diseño, prefabricación, transporte y montaje de una estructura prefabricada de concreto tiene como un gran reto el conectar las piezas prefabricadas que la integran, especialmente la unión columna-trabe, ya que en algunas ocasiones concurren hasta cuatro trabes en diferentes direcciones en una misma columna en cada nivel de la estructura.

Uno de los mayores problemas que se presentan en una estructura prefabricada, no es un análisis deficiente de la misma sino el diseño de las conexiones entre los diferentes elementos que la forman. Debemos tomar en cuenta que la conexión recibirá las descargas de cada elemento que se conecte a ella y deberá ser capaz de soportarlas y transferirlas a los demás elementos (Arthur H. Nilson, 1982).

En los principios de la prefabricación en México, únicamente se prefabricaban sistemas de piso como son vigueta y bovedilla, losa doble T y losas extruidas. Como éstos se colocan simplemente apoyados sobre trabes de soporte, no se tenía la necesidad de diseñar sistemas de conexión entre elementos. Sin embargo, con el paso del tiempo se fueron demostrando las ventajas de las estructuras prefabricadas sobre las tradicionales. Por ejemplo, un menor tiempo de ejecución de la obra y por lo tanto una recuperación más rápida de la inversión, claros más grandes con elementos esbeltos y obras más limpias durante su ejecución. Estas ventajas han hecho que, hoy día, las estructuras sean casi totalmente prefabricadas y que tengan suma importancia las conexiones entre los diferentes elementos que las forman.

Características generales de las conexiones prefabricadas

El diseño correcto de una conexión es indispensable para que la estructura trabaje de acuerdo con el modelo físico y matemático con que se realizó el análisis estructural. A través de los años se ha resuelto este problema de conexión usando el ingenio y llegando a diferentes soluciones tales como ménsulas de concreto o de acero, las cuales pueden ser visibles por debajo de la trabe o se pueden disimular con ésta; las trabes pueden estar simplemente apoyadas o se les puede dar continuidad por medio de pemos, soldadura o postensado.

Pocas conexiones han resuelto el problema de una forma totalmente satisfactoria, ya que en cualquier tipo de conexión se busca simplificar las diferentes etapas de una obra, como son:

Fabricación

- Que sea sencilla, es decir, que la fabricación de los diferentes elementos que la forman, como son trabes y columnas, no se complique con accesorios soldados a su acero principal tales como placas de acero, elementos de anclaje para postensado, etcétera.
- Que no aumente la tipificación de columnas, es decir, que las columnas no sea muy diferentes geométricamente entre sí, ya que esto representa un mayor trabajo de gabinete además de que complica la coordinación entre la fabricación y el montaje de las piezas.

- Que no requiera del empleo de muchos planos en obra para poder realizarse pues esto, además de requerir un mayor trabajo de gabinete, es poco práctico de realizar en planta y posteriormente en obra.
- La fabricación de los moldes debe ser sencilla para evitar retrasos en su elaboración y que sean muy costosos. Además, no se debe requerir una gran cantidad de ellos ni deben requerir muchos cambios entre cada colado.

Transporte

- Debe poder realizarse de una forma eficiente, es decir, que se pueda transportar el mayor número de piezas por viaje, ya que esto reducirá el número total de fletes que se tienen que realizar y, en consecuencia, bajará el costo por este concepto.
- No se deben requerir accesorios especiales para sujetar las piezas a las plataformas ya que son costosos y dificultan la carga y descarga de las piezas.

Montaje

- La maniobra de montaje de las diferentes piezas se debe realizar en forma rápida y sencilla para evitar tiempos muertos de equipo, maquinaria y personal, lo que nos permitirá un sustancial ahorro en el tiempo de ejecución de la obra.
- Se debe evitar el empleo de equipo y mano de obra especializada como son soldadores y personal de postensado, ya que esto eleva el costo de la obra y puede afectar el tiempo de ejecución en caso de no tener suficiente personal capacitado.
- Hay que evitar o minimizar el empleo de soldadura de campo, hay que requiere de un estricto control de calidad, lleva más tiempo de ejecución y su costo es muy elevado.
- Debe requerir poco o nulo soporte temporal de los elementos, ya que esto retrasa los tiempos de ejecución e incrementa el costo.
- La apariencia final de la conexión debe ser agradable a la vista, es decir, debemos tratar de ocultar los elementos de sujeción como son placas de acero, soldaduras, etcétera.

CONEXIONES SOLDADAS

El ingeniero no debe de usar indiscriminadamente las conexiones soldadas (figura 5.7). La soldadura de campo es costosa y puede producir resultados indeseables cuando los efectos de las conexiones soldadas no se consideran plenamente. Por ejemplo, las fuerzas adicionales debido a restricciones contra cambios volumétricos puede requerir un incremento de la resistencia en todas las conexiones. Cuando solamente deban soldarse unas cuantas conexiones en la obra, normalmente es más económico usar un método alternado en vez de requerir los servicios de otros procedimientos en el proyecto.

Al hacer conexiones soldadas en la obra, la soldadura debe de hacerse en la posición de soldar hacia abajo, siempre que sea posible. Debe tomarse en cuenta que no es necesario colocar más soldadura que la que se muestra en los planos, ya que puede dar por resultado un comportamiento impredecible o indeseable.

Cuando se suelden a bajas temperaturas, será necesario el precalentamiento o una técnica de soldadura especial. Además, la soldadura en bajas temperaturas deberá hacerse con mucho cuidado para impedir el descascaramiento del concreto adyacente.



Figura 5.7 Conexión soldada.

CONEXIONES TRABE-COLUMNA¹⁷

Con ménsula corta

Esta es una conexión cercana al paño de la columna (figura 5.8). Uno de los principales problemas constructivos que se presentan ocurre en el momento de colar las columnas, cuando se requieren ménsulas en las cuatro direcciones, ya que debido a la gran concentración de acero en esa zona se requiere de soldadura tanto dentro de las piezas que se van a conectar como en la unión entre ellas (soldadura de campo), lo que hace que sea una conexión poco dúctil (Cuevas y Robles, 1986). Como normalmente en una obra las columnas tienen diferente número y posición de las ménsulas, es necesario cortar los costados y el fondo de los moldes y taparlos cuando no se requieran. Lo anterior provoca que los tiempos de colado se retrasen y obliga a tener un mayor número de moldes, lo cual aumenta el costo de la obra. El transporte se vuelve menos eficiente para las columnas debido a que las ménsulas aumentan el ancho de las piezas, por lo cual el número de piezas que por geometría se pueden transportar por viaje es menor, aumentando el precio por este concepto. En la maniobra de montaje también se tienen algunos problemas adicionales cuando no se tienen ménsulas en forma asimétrica, ya que en el momento de izar las columnas para insertarlas en su posición en la cimentación, éstas se inclinan un poco por el desequilibrio de peso fuera de su eje de longitud.

Con ménsula larga

Esta es una conexión alejada del paño de la columna que busca llevar la unión a una zona donde el momento es menor (figura 5.9) presenta los mismos problemas que la anterior (Ménsula corta) aunque algunos en forma más severa. Cuando se tienen ménsulas largas en las cuatro direcciones se presenta un grave problema en el momento de realizar el colado de la columna, ya que las ménsulas que quedan hacia el fondo y hacia arriba son difíciles de realizar y los problemas de transporte y montaje son también mayores debido a que la geometría de las columnas las hace poco manejables. Todo lo anterior hace que los precios de fabricación, transporte y montaje de las piezas se incrementen aún más.



Figura 5.8 Columna prefabricada con ménsula corta.

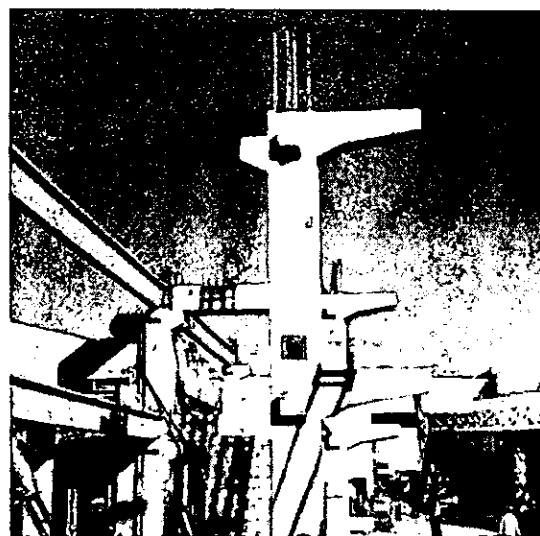


Figura 5.9 Columna prefabricada con ménsula larga.

Con postensado

Este tipo de conexiones no tiene problemas de ductilidad; las columnas pueden o no estar provistas de ménsulas. Cuando tienen ménsulas presentan los problemas que anteriormente mencionamos. Sin embargo, cuando las columnas no cuentan con ménsulas de apoyo, las traveses tendrán que soportarse temporalmente por medio de apuntalamiento. Se debe tener mucho cuidado con la posición de los ductos y anclajes para el postensado durante el diseño y fabricación de las traveses y columnas, ya que éstos deben coincidir perfectamente en el momento de montar las piezas para que permitan el paso de

los cables y se realice el postensado sin causar momentos adicionales a la estructura. Todo lo anterior, aunado al alto costo del postensado, incrementa el tiempo y costo final de la obra (figura 5.10).



Figura 5.10 Conexión postensada.

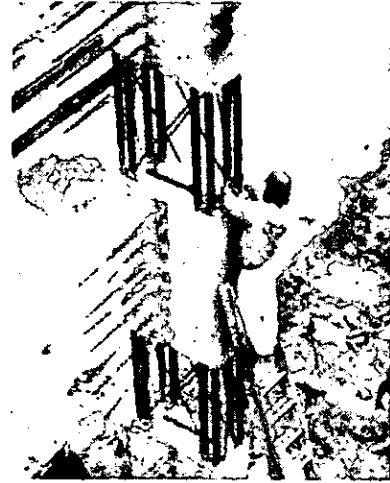


Figura 5.11 Ventanas para las conexiones coladas en el lugar.

Conexión colada en el lugar

Este tipo de conexión proporciona un nodo que es el más parecido a los nodos monolíticos de las estructuras tradicionales coladas en el lugar (figura 5.11). La fabricación de las columnas se simplifica en gran medida, ya que al no contar con ménsulas no es necesario cortar el fondo ni los costados de los moldes. Esto permite disminuir el número total de moldes necesarios al poder darles un mayor número de usos sin grandes cambios. No se requiere dejar ahogados en columnas ni trabes anclajes especiales ni elementos soldados al acero de refuerzo. El transporte se perfecciona al llevar una mayor cantidad de piezas por cada viaje, bajando los costos por este concepto. El montaje de las columnas se facilita al coincidir su eje longitudinal con el centro de gravedad, lo que evita inclinaciones de las piezas en el momento de izarlas. No es necesario el empleo de personal especializado para el armado y colado de los nodos, pudiéndose utilizar el mismo personal que se emplea en las construcciones tradicionales (figuras 5.12 y 5.13). Todo lo anterior permite obtener un ahorro de tiempo y costo además de una mejor apariencia final a un bajo costo con respecto a los otros tipos de conexiones.

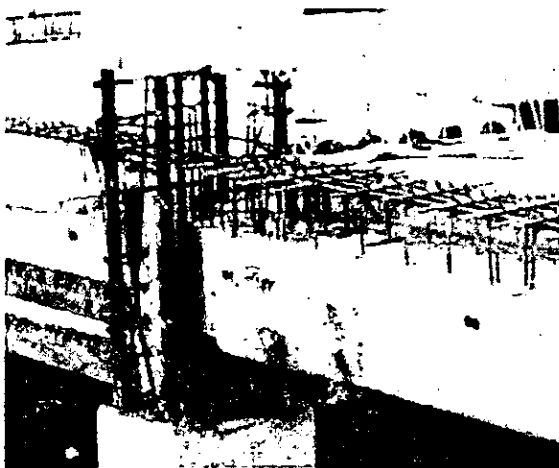


Figura 5.12 Conexión trabe-columna colada en el lugar.

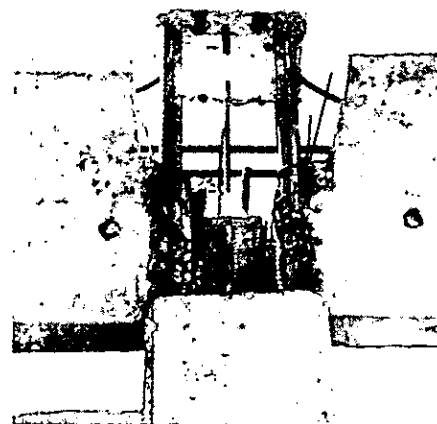


Figura 5.13 Vista del nodo.

Existe una infinidad de tipos de conexiones, pero las anteriores son genéricamente las más comúnmente utilizadas en el medio. En la tabla 5.2 se aprecia una comparación de las principales características de las conexiones. Todos los tipos de conexiones que hasta ahora se han estado utilizando son a base de pernos o soldadura y presentan un tipo de falla frágil, que es algo que se quiere evitar.

A continuación se presenta la descripción de la conexión trabe-columna colada en el lugar¹⁷:

En una estructura prefabricada es deseable la continuidad de los elementos y que no tengan cambios bruscos de secciones y materiales, razón por la cual el desarrollo de esta conexión se asemeja lo mejor posible al colado in situ. La conexión es una variante en el sistema de construcción y fabricación de los elementos prefabricados.

TIPO DE CONEXIÓN	FABRICACIÓN	TRANSPORTE	MONTAJE	REQUERIMIENTOS	APARIENCIA
MÉNSULA CORTA	Complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones.	Poco eficiente, se reduce el número de columnas por viaje	Se complica un poco por inclinaciones en el momento de izar las columnas	Un mayor número de moldes, cortar en diferentes partes los moldes. Requiere soldadura para armado de traveses y columnas, también soldadura de campo	Ménsulas visibles en la parte inferior de las traveses, placas de acero y soldadura visible
MÉNSULA LARGA	Muy complicada, sobre todo cuando se tienen ménsulas en las cuatro direcciones	Complicada; se minimiza el número de columnas por viaje y se necesitan accesorios especiales para su transporte.	Complicado; debido a la geometría de las columnas son poco manejables	Un mayor número de moldes y cortarlos en diferentes partes. Requiere soldadura en armados y de campo	Junta visible en unión con traveses, soldaduras y placas visibles
POSTENSADO	Se complica al requerirse gran precisión para fijar los ductos en el armado de traveses y columnas	En caso de que las columnas no cuenten con ménsulas se simplifica	En las columnas se simplifica cuando no llevan ménsulas, pero se requiere gran precisión para hacer coincidir los ductos de traveses y columnas, lo cual retrasa los tiempos de ejecución	Personal especializado para hacer los trabajos de postensado. En caso de contar con ménsulas se requiere apuntalamiento temporal	Juntas visibles en unión de columnas y traveses
CONEXIÓN COLADA EN EL LUGAR	Se simplifica, se puede dar mayor número de usos a los moldes al no tener que cortarlos, por lo que se requiere un menor número. No es necesario fijar ningún tipo de accesorio al armado de las traveses y columnas	Se optimiza el poder transportar un mayor número de columnas por viaje	Se simplifica mucho. No se presentan problemas de inclinación al izar las columnas. Se optimizan los tiempos de ejecución	No se necesita personal especializado ni soldadura. Se pueden emplear fierros y albañiles que estén trabajando en la cimentación	Como si fuera una conexión monolítica. No queda visible ningún tipo de junta

Tabla 5.2 Comparación de grupos de conexiones.

La preparación de los elementos se hace en la planta de producción, las traveses están provistas del acero positivo necesario de acuerdo con el diseño y pueden contar, si se desea, con el acero negativo; inmediatamente después del montaje de las

trabes una cuadrilla de fierros comienza con el armado, cimbrado y colado de la conexión en obra, mientras se continúa con las maniobras de montaje.

Se deben tomar en cuenta ciertas consideraciones estructurales al utilizar este tipo de conexiones, ya que las primeras condiciones de apoyo y empotramiento de los elementos no son iguales a las condiciones finales. Las columnas tienen una parte hueca donde su rigidez, antes de colocarse la conexión, es considerablemente menor que la del resto de su sección; las trabes deben diseñarse para dos condiciones de apoyo, la primera simplemente apoyada y la segunda, con continuidad en la que formarán marcos ortogonales con las columnas.

Si se tiene una estructura de varios niveles, se debe revisar la primera etapa de montaje, cuando las columnas están empotradas en la cimentación y las trabes que están montadas se encuentran simplemente apoyadas, ante cargas accidentales tales como sismos, viento e incluso posibles golpes de otras piezas en el momento de montarlas, ya que en esta etapa las columnas trabajan en cantiliver y puede ser muy peligroso para la estabilidad de la estructura si se presentan desplazamientos grandes. También se recomienda en estos casos, en la medida de lo posible, colar los nodos de los niveles inferiores antes de continuar con el montaje de los niveles superiores.

Fabricación

Una de las principales ventajas es la sencillez de los moldes para fabricar las columnas y el poco trabajo que requieren para su habilitado entre cada colado, lo que hace que se perfeccionen sus usos con un considerable ahorro. Por otro lado, el no necesitar fijar ningún tipo de accesorio adicional, como son placas de acero o elementos para anclaje de postensado en los armados de trabes y columnas, agiliza la producción.

El colado de las columnas se realiza dejando zonas sin colar (huecas) en los diferentes niveles donde se conectarán las trabes, las cuales se denominan "ventanas" (figura 5.14), en las cuales únicamente continuará el acero principal y si es necesario se colocarán varillas en forma de contraventeo (figura 5.14) en cada cara. El extremo inferior de las ventanas de las columnas, donde se apoyarán las trabes, debe tener una superficie lisa y nivelada para evitar concentración de esfuerzos al apoyar las trabes correspondientes, y se debe dejar un pequeño hueco rectangular en el centro de la columna que haga las veces de dentellón. El otro extremo de las ventanas debe terminar en forma de punta (pirámide invertida) con una inclinación de 30° para facilitar el colado del nodo y evitar que queden burbujas de aire atrapado, además de no presentar una superficie horizontal de contacto entre concretos de diferentes edades y evitar problemas de cortante.

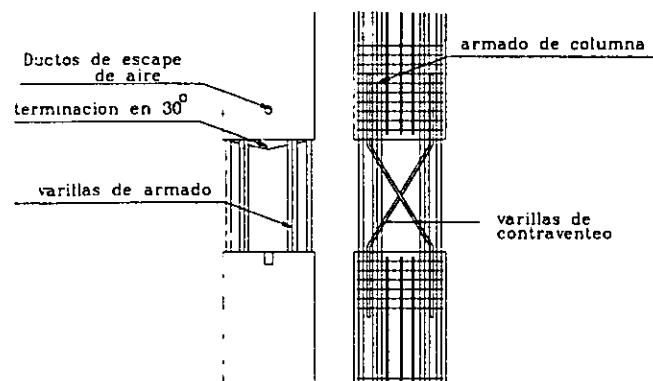


Figura 5.14 Armado de la ventana de columna.

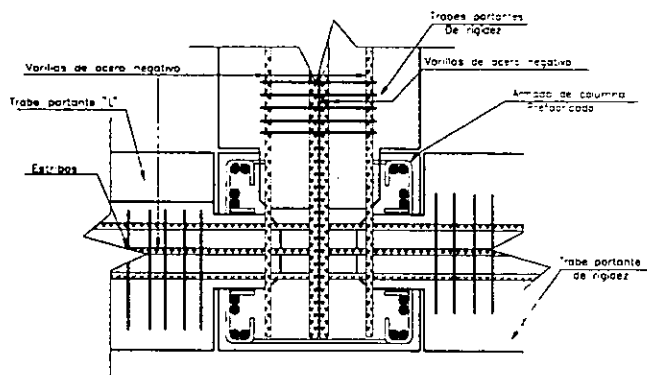


Figura 2.15 Vista en planta del armado del nodo trabe-columna.

También se recomienda dejar ahogado un ducto que vaya desde la punta hasta un costado superior de la columna, para permitir la salida de aire cuando se efectúe el colado del nodo correspondiente. El tamaño de la ventana está en función del peralte de las trabes que se insertarán, tomándose dos veces el mayor de los peraltes medidos desde la superficie lisa inferior hasta la punta de la parte superior.

La fabricación de las trabes portantes y de rigidez también se facilita ya que tampoco requieren ningún tipo de accesorio especial, lo que agiliza el habilitado de los armados dentro de los moldes. En caso de que el ancho de las trabes lo

requiera, se les fabrica en sus extremos una "nariz" (reducción de su sección); en este punto debemos tener especial cuidado ya que el éxito de la conexión depende en gran parte del espacio con que se cuente para montarlas y conectarlas. En ambos extremos de las traveses, o en la nariz si es el caso, se dejarán ductos transversales de 1/2" de diámetro a una separación de 15 cm entre uno y otro aproximadamente. Estos ductos tienen la finalidad de que una vez montadas las traveses, nos permitan colocar unas varillas en forma de ganchos que abrazarán el acero principal de la columna y funcionarán como estribos de ésta (figura 5.15). Se recomienda dejar dos líneas de ductos para no debilitar las traveses por cortante.

Transporte

La principal ventaja de la conexión propuesta en esta etapa se tiene en las columnas. El transporte de éstas se vuelve más eficiente ya que, al no contar con ninguna ménsula, se pueden colocar juntas sobre la plataforma, además de que nos e necesita fabricar ningún tipo de accesorio especial para fijarlas sobre el tractocamión. De esta manera se pueden transportar una mayor cantidad de piezas por cada viaje y se reduce notoriamente el número total de fletes que se tienen que realizar para transportarlas, con el consecuente ahorro de tiempo y costo.

Montaje

La maniobra de montaje de las diferentes piezas que forman la estructura es bastante ágil al emplear esta conexión. Al no tener que emplear una gran cantidad de planos explicativos para colocar las diferentes piezas prefabricadas, se simplifican los trabajos tanto en la elaboración del proyecto como en el campo (figura 5.16). No es necesario el empleo de equipo y personal especializado, como sucede en las conexiones postensadas. Tampoco se requiere el empleo de apuntalamientos o soportes temporales de las traveses y/o columnas. Más importante aún, no necesitamos utilizar soldadura de campo que, además de presentar un tipo de falla frágil, requiere una estricta supervisión, es costosa y necesita más tiempo para realizarse, ya que normalmente se tienen que soldar las traveses a las columnas antes de poder montar las losas o sistemas de piso, lo que hace que el tiempo total de la maniobra de montaje aumente.



Figura 5.16 Izado de columna prefabricada.

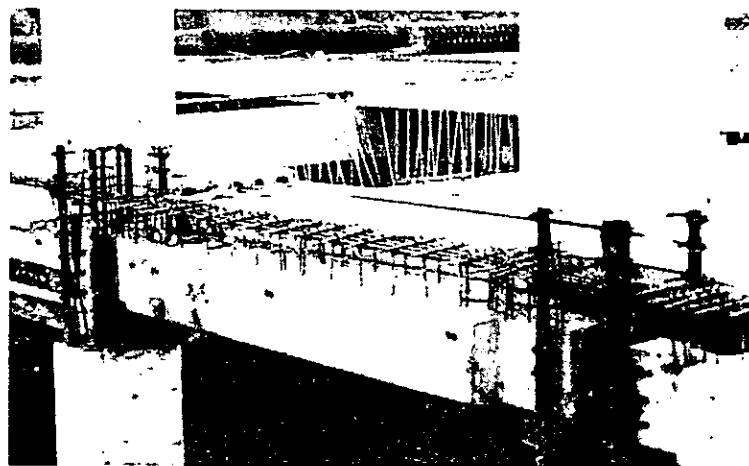


Figura 5.17 Vista parcial de un marco a base de columnas y traveses prefabricadas.

Primero se insertan las columnas en los candeleros (huecos) previamente dejados en la cimentación y se fijan temporalmente con cuñas de madera. Posteriormente, se empotran por medio del colado de la junta entre columna y candelero con un mortero con estabilizador de volumen. Una vez que el colado de empotramiento ha alcanzado la resistencia de diseño, se procede a cortar las varillas de contraventeo de las "ventanas", si es que existieran.

Ahora las columnas se encuentran listas para recibir las traveses portantes y de rigidez; éstas se insertan inclinándolas lo que sea necesario hasta colocarlas en su lugar. La maniobra, que puede parecer complicada de realizar, no lo es sin embargo, y en la práctica se efectúa con bastante rapidez (figura 5.17).

Una vez colocadas en su lugar las columnas y las traveses, se procede al armado de los nodos correspondientes. Esta actividad se traslapa con la maniobra de montaje de los demás elementos de la estructura para evitar tiempos muertos. El armado de los nodos consiste en lo siguiente: se conecta el acero positivo de las traveses por medio de estribos interiores, se habilita el acero negativo correspondiente de cada trabe, lo cual representa una ventaja ya que este acero es continuo y se sujeta por medio de estribos abiertos previamente ahogados en las traveses. Finalmente se colocan los ganchos que, pasando a través de los ductos dejados en las traveses, abrazan el acero principal de las columnas, haciendo la función de estribos. Una vez terminado el armado de los nodos se procede a su cimbrado y colado; si la geometría de las traveses lo permite, se pueden fabricar cimbras metálicas para agilizar el proceso y bajar los costos. Para el colado se utiliza concreto de la misma resistencia que las columnas con estabilizador de volumen.

El montaje de las losas prefabricadas o el sistema de piso que se esté empleando se puede realizar antes o después del colado de los nodos, dependiendo del diseño de las traveses. Únicamente se recomienda colar los nodos de los niveles inferiores antes de montar las losas de los niveles superiores, por seguridad de la estructura.

Conexión columna cimentación

El cometido esencial de una cimentación durante un sismo es transmitir adecuadamente las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

Para la elección del tipo de cimentación es necesario seguir los mismos lineamientos que se han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme. Así por ejemplo debe de evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos se procura que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

Se debe de buscar que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales, por lo que se recomienda ligar entre sí las zapatas mediante vigas, salvo que se disponga de un mejor criterio estos elementos de liga deben poder resistir al menos 10 por ciento de la mayor carga vertical de las columnas adyacentes.

La cimentación debe de ser capaz de transmitir las cortantes basales al terreno. En cimentaciones superficiales es usual suponer que la mayoría de la resistencia a la carga lateral la proporciona la fricción entre el suelo y la base de los elementos que resisten la carga lateral. Así la resistencia total al movimiento de la estructura puede tomarse igual al producto de la carga muerta más la carga viva media de la estructura, multiplicada por el coeficiente de fricción correspondiente.

Las conexiones utilizadas para unir las columnas a la cimentación las hay de dos tipos, con tornillos y soldadura, y empotramiento de las columnas a las zapatas con concreto, la conexión más usada para edificios es la segunda, la cual consiste en hacer las zapatas coladas en el lugar y dejarles una preparación hueca llamado "candelero" en donde descansará la columna (figura 5.18).

La columna se coloca en el interior del "candelero" y para lograr el nivel de desplante de proyecto se coloca en la base de la columna un perno de nivelación, posteriormente se realiza el colado del nodo con un mortero con estabilizador de volumen.

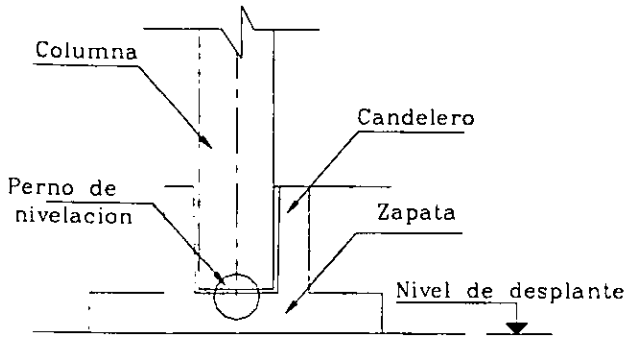


Figura 5.18 Empotramiento de columna a la cimentación.

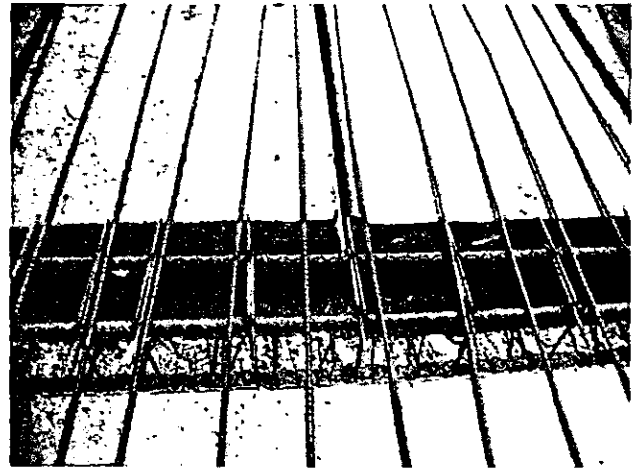


Figura 5.19 Acero de refuerzo en el firme de compresión en losas extruidas.

Conexiones en los sistemas de piso

Para la conexión del sistema de piso como las losas extruidas, las cuales se colocan en la trabe portante como elementos simplemente apoyados, sobre estas se coloca un firme de compresión de 5 cm de espesor y un refuerzo a base de malla de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ o varillas (figura 5.19), con este firme y el refuerzo se pretende que las losas prefabricadas trabajen como un diafragma rígido.

Para la conexión del sistema de piso a base de doble T, estos elementos se colocan simplemente apoyados en las traveses portantes y sobre estas se coloca un firme de compresión de 5 cm de espesor y un refuerzo a base de malla de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$, además para unir los elementos al firme de compresión en la parte superior de las aletas sobresalen varillas de aproximadamente 50 cm (figura 5.20), los cuales se enganchan al acero del refuerzo del firme de compresión, además se utilizan unas placas de acero empotradas en los costados de la aletas (figura 5.21), los cuales se sueldan entre si para garantizar que con el firme y la soldadura el sistema de piso trabajará como un diafragma rígido.

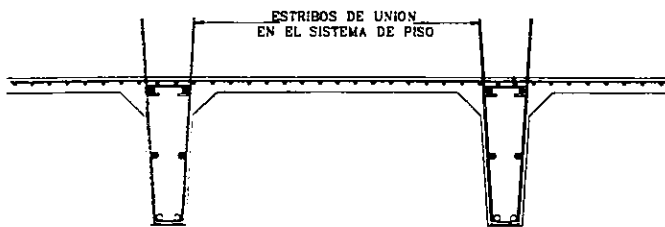


Figura 5.20 Acero de refuerzo en losas doble T.

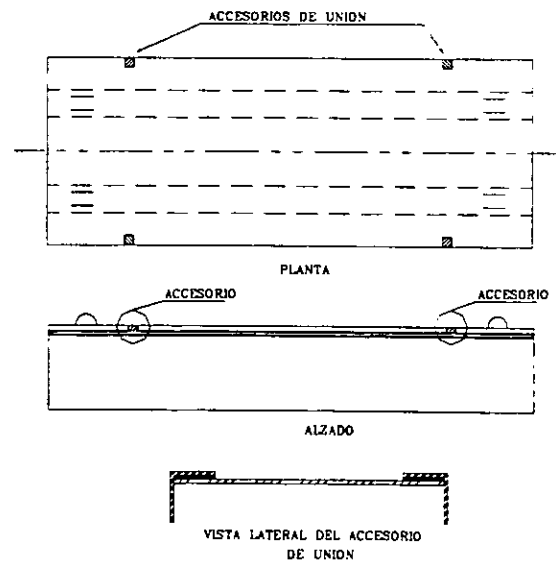


Figura 5.21 Accesorio de conexión en los costados de las aletas de las doble T.

TOLERANCIAS

La selección de tolerancias para conexiones es tan importante como el análisis estructural. Aunque es elemental frecuentemente se pasa por alto el claro adecuado para hacer la conexión; deberá proveerse suficiente espacio para soldar o un espacio para colocar una llave que apriete un tornillo.

Todas las conexiones deberán proveerse con la tolerancia máxima que sea factible, tanto estructural como arquitectónicamente. Si se necesita de una tolerancia de 25 mm, pero una tolerancia de 50 mm no crea problemas ni estructurales ni arquitectónicos, deberá seleccionarse la tolerancia de 50 mm.

Los detalles de conexión deberán considerar la posibilidad de que las superficies de apoyo estén desalineadas o alabeadas de los planos deseados. Podrán proporcionarse ajustes usando mortero estabilizador de volumen o amortiguadores elastoméricos si el alabeo o la desalineación horizontal no excede de ± 6 mm.

Las tolerancias que se requieren para las conexiones de concreto prefabricado son una función del tamaño y tipo de miembro que valla a conectarse. No debe confundirse tolerancias con espacios libres.

Las tolerancias correspondientes a las conexiones se proporcionan en la tabla 5.3.

Partida	Tolerancias Recomendadas (mm)
Pernos de anclaje colados en campo con tránsito o plantilla	
Elevación de zapatas y pilas colocadas en la obra	± 16
<i>Concreto estructural prefabricado</i>	
Posición de las placas	± 25
Ubicación de los insertos	± 13
Ubicación de las placas de apoyo	± 13
Ubicación de los desbastes	± 13
Longitud	± 20
Peralte total	± 6
Ancho del alma	± 3
Ancho total	± 6
Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos	± 10
Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos	± 10 por m. de altura
Desviación del apoyo respecto al plano	± 3
Posición de ductos postensados en miembros prefabricados	± 6

Tabla 5.3 Tolerancias para conexiones¹⁶.

V.5 Algunas obras construidas en México con elementos prefabricados

V.5.1 Hipermercado Auchan en Tlatelolco¹⁹

Con la idea de realizar un hipermercado que satisfaga las necesidades comerciales de la zona de Tlatelolco, se construyó el centro comercial denominado Auchan.

Esta obra representó un gran reto de eficiencia y coordinación para todo el equipo de transporte, montaje y plantas prefabricadoras para poder realizar rápida y ordenadamente la fabricación, transporte y montaje de los más de 5,000 elementos prefabricados y los cerca de 7,500 m² de prefabricados de fachadas, distribuido según la tabla 5.4.

Una de las características de esta obra es la conexión trabe - columna usada, la cual no necesita de mensulas de apoyo ni soldadura de campo. Diferente a todo lo usualmente conocido, esta conexión fue desarrollada con tecnología mexicana y ya se a utilizado en diferentes partes de la república con excelentes resultados.

Descripción del proyecto

El hipermercado Auchan se ubica en el cruce del eje central Lázaro Cárdenas y el eje 2 norte Manuel González, en el corazón de Tlatelolco, esta tienda comercial consta de seis cuerpos con una área útil total de 37,631 m². Consta de dos niveles de estacionamiento con 19,145 m² para 1,036 automóviles, un área comercial de 17,293 m² y un área para oficinas y equipo de 1,193 m².

La estructura se compone de un sótano para estacionamiento, nivel de planta baja que se utiliza como área comercial y de bodegas de un mezzanine que es el área de oficinas y una cubierta a doble altura que se utiliza como estacionamiento abierto. Cuenta con rampas interiores para acceso entre los dos estacionamientos. Todo el perímetro de la estructura se forro con prefabricados de fachada.

TIPO DE PIEZA	SECCIÓN	CANTIDAD
Columnas de Estructura	70 x 70 cm	373 pzas
Trabes Portantes de P.B. y Mezzanine	70 x 75 cm	6 100 ml
Trabes Portantes de Cubierta (cajón)	96 x 85 cm	2 304 ml
Trabes de Rigidez de Cubierta "T"	peralte de 90 cm	1 216 ml
Losa Spiroll de 25 cm	120 x 25 cm	17 721 m ²
Losa Spiroll de 30 cm	120 x 30 cm	13 600 m ²
Columnas de barda	40 x 40 cm	31 pzas
Trabes portantes de Barda	40 x 55 cm	230 ml
Muros de Fachada	Variable	7 500 m ²
Escaleras Prefabricadas	Variable	28 zancas

Tabla 5.4 Piezas de concreto prefabricado utilizadas en la construcción del Hipermercado Auchan.

El sistema de cimentación utilizado fue a base de una losa de concreto en la cual se dejaron los candeleros para empotrar las columnas. La estructura se resolvió a base de marcos ortogonales formados por columnas y trabes de concreto presforzado. El sistema de piso en todos los niveles se resolvió a base de losa extruida Spiroll.

Se utilizaron columnas cuadradas de 70 cm de lado de concreto prefabricado separadas a cada 8.0 m en un sentido y a cada 9.0 m en el sentido perpendicular. Para todo el nivel de la planta baja se utilizaron trabes de concreto presforzado rectangulares de 70 cm de ancho y 45 cm de peralte de sección simple sobre las cuales se apoyan losas Spiroll de 25 cm de peralte en la zona de área comercial y de 30 cm en la zona de bodegas, esto debido a la diferencia de cargas vivas especificadas en el proyecto. En este nivel se colocó la losa Spiroll en forma de "petatilo" para aliviar un poco la carga sobre las trabes portantes y evitar que tuvieran un peralte muy grande.

En la zona de mezzanine se emplearon las mismas secciones anteriormente mencionadas pero la losa Spiroll se colocó en una sola dirección ya que las cargas especificadas eran considerablemente menores.

En la zona de planta baja se interrumpieron algunos ejes de columnas, buscando una mayor amplitud en la zona de área comercial quedando para la cubierta columnas a cada 16.0 m en un sentido y a cada 9.0 m en el sentido perpendicular. Como esta cubierta se localiza a una doble altura no se tenía problemas con los peraltes de las trabes y se decidió utilizar trabes huecas trapezoidales tipo cajón, con una sección simple de 85 cm de peralte 81 cm de ancho en la base, y 96 cm de ancho en la parte superior para los claros de 16.0 m sobre las cuales se apoya la losa Spiroll de 25 cm de peralte en el sentido de los 9.0 m. En este mismo sentido se colocaron trabes de rigidez entre columnas de sección "T" con anchos de aleta variable para ajustar con una sección simple de 90 cm de peralte y un ancho de nervio de 15 cm en la base.

En el perímetro de la estructura se colocaron prefabricados de fachada con tres diferentes tipos de acabado, para los cuales se tuvieron que elaborar una gran cantidad de muestras para obtener la apariencia y el color que se requería.

Adicionalmente a la estructura se colocó una barda de colindancia de 215 m de longitud aproximadamente, la cual se resolvió con columnas prefabricadas de 40 cm de lado y trabes portantes rectangulares de 55 cm de peralte y 40 cm de ancho de las cuales se colgaron prefabricados de fachada.

Para realizar el transporte de las piezas prefabricadas que formaron parte de la obra se tuvieron que realizar más de 800 viajes desde las diferentes plantas de producción distribución como se indica en la tabla 5.5

El montaje de la estructura principal se realizó en un periodo de 2.5 meses, empleándose hasta cuatro grúas cuando el espacio lo permitía, ya que al mismo tiempo que se estaba realizando el montaje se continuaba con los trabajos de excavación y colados de losa de cimentación por lo que algunas veces no se contaba con el espacio suficiente para el accesos y maniobras.

TIPO DE PIEZA	NO. DE VIAJES
Columnas	189
Trabes Portantes y de Rigidez	220
Trabes de Cajón	65
Losa Spiroll	253

Tabla 5.5 No. de viajes de piezas prefabricadas para la construcción del Hipermercado Auchan.

El montaje de los muros prefabricados de fachada se terminó un mes después debido a que era necesario colocar en obra, al momento de colar los firmes, unos accesorios de sujeción. Además de que para el montaje de la barda se tuvo que esperar a que se terminaran los accesos suficientes.

La conexión trabe-columna utilizada en esta obra consiste en dejar en las columnas zonas sin colar al nivel de cada entepiso, que en el futuro se le denominaran ventanas, en las cuales únicamente continuara el acero principal y si es necesario se colocaran varillas en forma de contraventeos en cada cara, en la figura 5.22 se pueden observar estas ventanas. En caso de que el ancho de las trabes lo requiera se les diseñó en ambos extremos una reducción de su sección "nariz".

Primeramente se monta la columna insertándola en el candelero previamente dejado en la cimentación, una vez que se encuentre firmemente empotrada se cortan las varillas de contraventeo, si es que tiene, posteriormente se insertan las trabes correspondientes en las ventanas y finalmente se procede al armado, cimbrado y colado del nodo.



Figura 5.22 Vista parcial de la estructura prefabricada en la construcción del Hipermercado Auchan.

Esta obra es un perfecto ejemplo de como utilizar los prefabricados para obras de gran magnitud ya que la coordinación entre proyectistas, estructuristas, prefabricadora y demás contratistas logro que la obra se terminara en un lapso de 6 meses.

V.5.2 Terminal de Autobuses de Querétaro¹⁹

Debido al crecimiento de la ciudad, la operación de la antigua Central de Autobuses Corregidora de Querétaro comenzó a ser conflictiva, lo cual dio origen a que se proyectara la construcción de una nueva terminal.

La nueva terminal de Autobuses de Querétaro se localiza al sur de la ciudad fuera de la mancha urbana. Inicialmente el proyecto original contemplaba la construcción de la terminal a base de una estructura de concreto colada en sitio. Debido a las exigencias de tiempo y costo, se llevo a la conclusión de que el uso de elementos prefabricados de concreto para la estructura resulta una opción más atractiva.

Usando eficientemente productos de concreto prefabricado, el tiempo de construcción se redujo considerablemente, y los costos se mantuvieron por abajo de los límites aceptables. Adicionalmente, la gran calidad de los elementos prefabricados permitieron a los arquitectos dejar la estructura expuesta y por ende disminuir los costos por concepto de plafones y materiales de acabado. En la cubierta exterior, los nervios de losas tipo Doble T se dejaron expuestos sin el patín superior, lo que creo una fachada apergolada que permitió la entrada de luz a través de ventanales verticales.

Descripción del proyecto

El proyecto consiste en dos edificios (A y B) arreglados en forma de herradura sobre una superficie de 243 000 m². La estructura principal del edificio A es de 147.6 x 35.95 m y de 135.3 x 33.45 m para el edificio B; ambos edificios cuentan con un "mezzanine" en la zona central. El área construida para el edificio A es de 6 966 m² y de 6 014 m² para el edificio B, para una área total de 12 980 m².

La cubierta para los andenes para el edificio A es a base de 23 estructuras en forma de paraguas invertidos que se integran por elementos prefabricados suspendidos por tendones de acero de una columna de concreto colada en sitio que sobresale de la estructura.

Aspectos más relevantes de la estructura

Paraguas invertidos para andenes.- Cada paraguas se compone de 30 elementos prefabricados, de forma trapezoidal suspendidos con tendones de acero de una columna que se proyecta sobre los paraguas. Debido a la forma de "paraguas invertido", además de ser de forma trapezoidal, el perímetro de cada elemento tenía una inclinación que permitiera el perfecto acoplamiento entre piezas (figura 5.23).

Pérgolas y tragaluz exterior.- Por requerimientos arquitectónicos de fachada, elementos tipo doble T para cubierta se montaron con una pronunciada pendiente en la fachada principal. En el extremo superior se les dejó sin colar la losa, pasando únicamente los nervios para formar una pérgola sobre un pasillo exterior, y permitiendo así la entrada de luz natural al interior a través de ventanas formando un tragaluz vertical.

Losa nervadas de peralte variable tipo TTV para cubierta de azotea.- la cubierta principal de los dos edificios se estructuró a base de losas doble T de peralte variable TTV de 18.00 de longitud. En algunas de ellas se dejó sin colar la losa o patín superior para formar un tragaluz en la cubierta de la nave central y permitir la entrada de luz natural (figura 5.24).

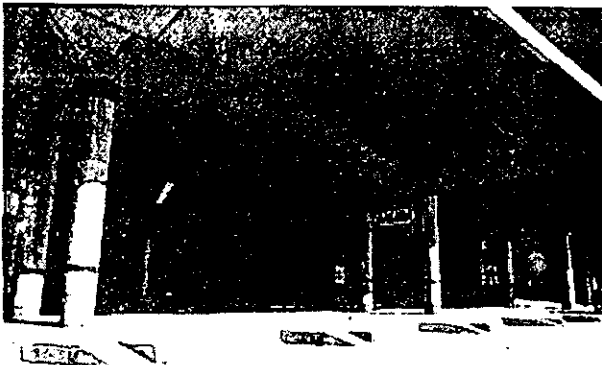


Figura 5.23 Paraguas invertidos con elementos prefabricados, andenes de la Terminal de Autobuses de Querétaro.

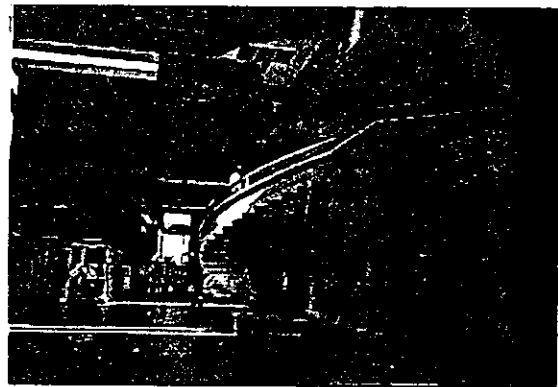


Figura 5.24 Vista interior de la Terminal de Autobuses de Querétaro.

Cuatro tipos diferentes de elementos prefabricados se utilizaron en la construcción de la terminal:

- Trabes T invertidas de 1050 de peralte x 400 mm de ancho.
- Trabes rectangulares de 650 x 400 mm y de 700 x 400 mm.
- Losas TTV de 1100 mm de peralte máximo y 650 mm en los extremos.
- Doble T de 400 mm y 250 mm de peralte.

En la tabla 5.6 se presentan los claros y las cantidades de cada tipo de pieza.

La construcción del proyecto se inició a principios de 1993. El montaje de los elementos prefabricados se inició en diciembre del mismo año y se terminó en solamente seis meses. La construcción de la terminal se completó a finales de 1994. La inversión total ascendió a \$ 70 000 000.00 (setenta millones de pesos).

Los dueños y el equipo de diseño quedaron satisfechos con la estética de la estructura y la exitosa utilización de la prefabricación.

La utilización de los elementos de concreto prefabricado demostró ser la mejor opción con respecto a la economía, tiempo de construcción, funcionalidad, estética y bajo costo de mantenimiento.

ELEMENTO	LONGITUD	CANTIDAD
EDIFICIO A		
Trabes T Inv.	12.30 m	24 pzas
Trabes Rectangulares	12.30 m	76 pzas
Losa TTV	18.00 m	60 pzas
Losa Doble T	9.00 m	60 pzas
Losa Doble T	5.00 m	160 pzas
Losa Doble T	3.95 m	50 pzas
Losa Doble T	3.00 m	80 pzas
Paraguas invertidos (Losas Trapeciales)	Variada	690 pzas
Muros de Fachada		
Escaleras Prefabricadas		
EDIFICIO B		
Trabes T Inv.	12.30 m	22 pzas
Trabes Rectangulares	12.30 m	78 pzas
Losa TTV	13.50 m	50 pzas
Losa Doble T	11.50 m	35 pzas
Losa Doble T	7.50 m	20 pzas
Losa Doble T	6.00 m	90 pzas
Losa Doble T	3.95 m	45 pzas

Tabla 5.6 Descripción y dimensiones de los elementos prefabricados utilizados en la construcción de la terminal de autobuses de Querétaro.

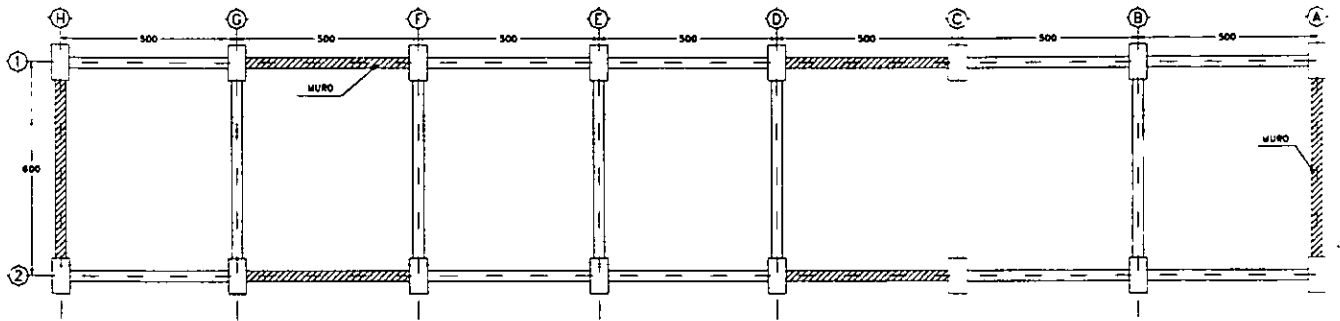
V.5.3 Edificio Industrial Syntex Roche

En este punto se muestra el diseño de algunos elementos prefabricados de un edificio de cuatro niveles de uso industrial, ubicado en la ciudad de Cuernavaca Morelos, el cual fue construido en el año de 1997 por la empresa de prefabricados SEPSA²¹ (Servicio de Elementos Presforzados S.A.).

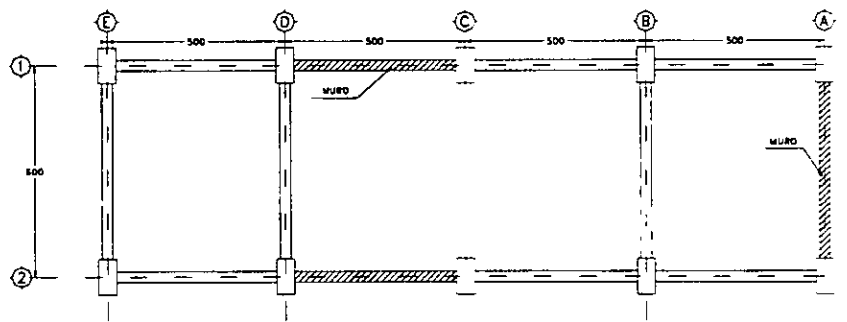
Descripción del proyecto

La obra esta ubicada en Jiutepec Morelos, el edificio es de los Laboratorios Syntex Roche, es de cinco niveles totalmente prefabricado excepto por la cimentación que es colada en sitio, tendrá un uso industrial, el área de construcción por planta es de 300 m², en la figura 5.25 se puede observar las planta del edificio.

La estructuración del edificio se propuso a un principio a base de marcos ortogonales formados por trabes y columnas prefabricadas, pero al hacer el análisis sísmico de la estructura se observó que se tenían desplazamientos que rebasaban los propuestos por el reglamento por lo que se debió de hacer una combinación estructural entre marcos y muros de cortante colados en el lugar, además de que con esta combinación se tiene mayor resistencia a las fuerzas horizontales causadas por los movimientos sísmicos. El sistema de piso es a base de losas extruidas y trabes doble T, es combinado porque en algunos niveles se tienen que dejar grandes huecos en la losa para dar paso a las instalaciones industriales y como la losa extruida no se puede romper se optó por hacerse esta combinación. La cimentación es a base de zapatas corridas y losa de cimentación, a la cual se le dejaron los candeleros para empotrar las columnas. Las conexiones utilizadas para esta estructura son coladas en el lugar dejando huecos en las columnas para después formar los marcos.

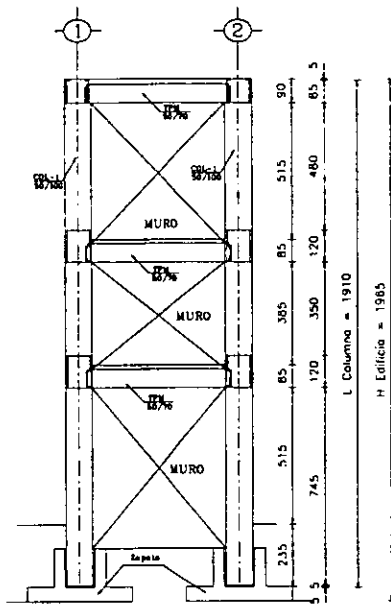


NIVEL 1-3-4

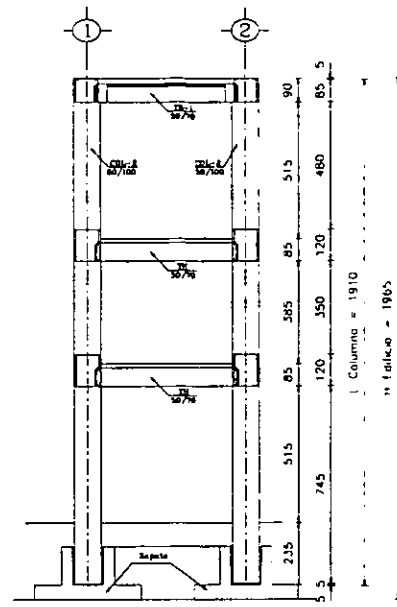


NIVEL 5

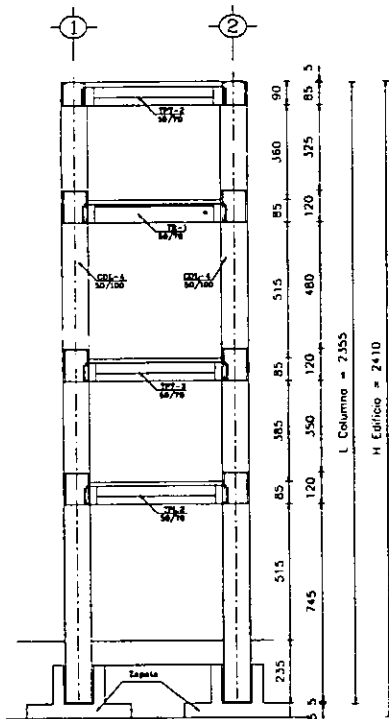
Figura 5.25 Plantas del edificio Syntex Roche.



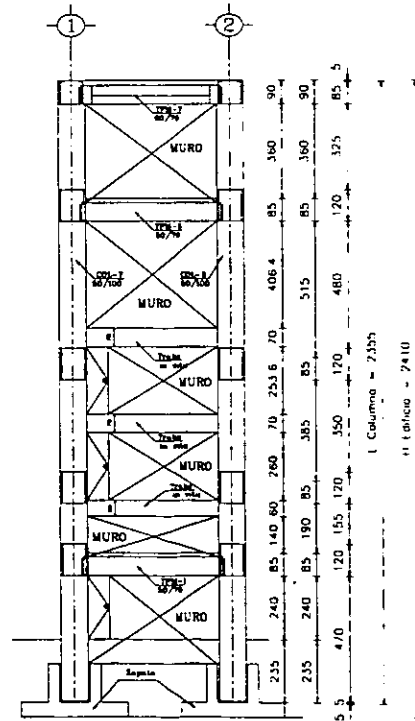
MARCO EJE H



MARCO EJE G



MARCO EJE D



MARCO EJE A

Figura 5.26 Marcos transversales del edificio Syntex Roche.

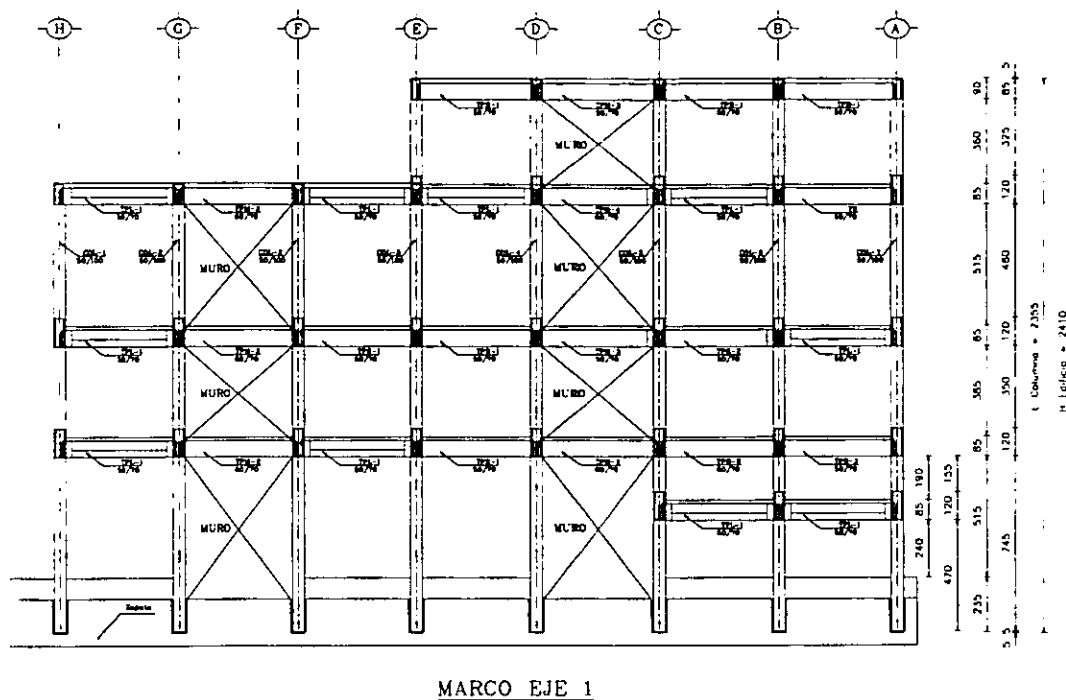


Figura 5.27 Marco horizontal del edificio Syntex Roche.

El análisis estructural se realizó con el programa CADSE²¹ (Computación para Análisis y Diseño de Sistemas Estructurales). Este programa se basa en el método de las rigideces.

Datos y criterios del análisis estructural

Se realizó el análisis estructural de acuerdo al reglamento de construcciones del D.F.

Consideraciones en el análisis estructural:

- a) Tipo de estructura: A
- b) Tipo de terreno: II
- c) Factor de comportamiento sísmico: $Q = 2$
- d) Coeficiente sísmico: $c = 0.32$
- e) Espectro de diseño:
 - $c = 0.3$
 - $T_1 = 0.3$ seg.
 - $T_2 = 1.5$ seg.
 - $r = 0.667$
- f) Factores sísmicos por condiciones de estructura
 - F (estructura tipo A): 1.5
 - F (por no regularidad): 1.25
- g) Etapas de diseño de elementos prefabricados:
 - 1ª etapa: Elementos simples apoyados
 - W_o = peso propio de elementos

W_{ti} = peso del firme sobre la trabe

W_i = peso del sistema de losa

W_{ti} = peso del firme sobre la losa

2ª etapa: Elementos empotrados

W_{mso} = Carga muerta adicional

W_{vgrav} = Carga viva gravitacional máxima + equipo

h) Factores de carga:

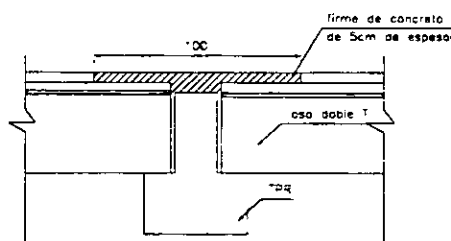
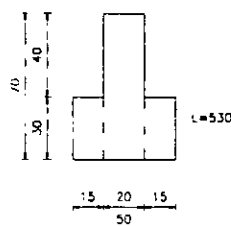
h1) Análisis gravitacional = 1.5 (1ª etapa + 2ª etapa)

h2) Análisis dinámico = 1.1 (1ª etapa + 2ª etapa) + sismo en 16 direcciones

A continuación se muestra el diseño de tres elementos prefabricados del edificio, una trabe portante de sección T invertida, una trabe doble T del sistema de piso y por último una columna.

Diseño de trabe portante

La trabe portante T tiene una longitud de 5.30 m, se encuentra localizada en el eje D, en el tercer nivel, la cual soporta el sistema de piso a base de trabes doble T, las dimensiones son las siguientes:



El diseño de la trabe portante se realiza en dos partes:

1.- Conociendo los elementos mecánicos que actúan en la trabe del análisis estructural, se diseña el acero de refuerzo longitudinal y transversal para momento negativo y positivo, en los puntos críticos, que en este caso es en los nudos.

En la figura 5.28 se puede observar el diagrama de elementos mecánicos obtenidos del programa CADSE, en el se presentan dos diagramas: el de color gris es el diagrama de elementos mecánicos si solo actuara las cargas gravitacionales, y el otro es una envolvente que se genera al hacer el análisis sísmico en 16 direcciones, se observa que los elementos mecánicos por sismo son mayores, por lo que el diseño de los elementos se hace con estos:

M_+ = 26 ton-m

M_- = 60 ton-m

V_u = 35 ton

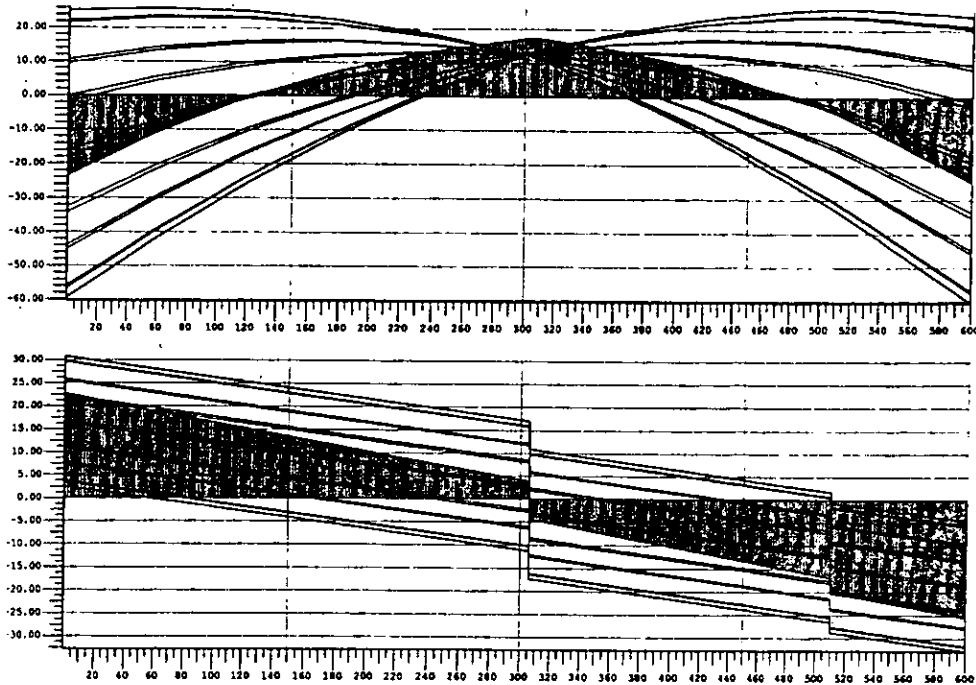
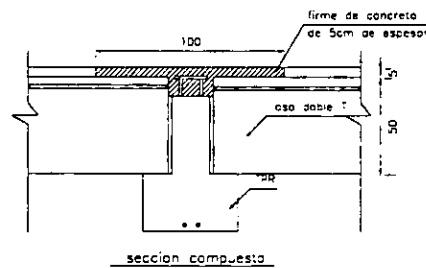


Figura 5.28 Diagrama de elementos mecánicos de la trabe portante T.

a) Diseño del acero positivo sección compuesta:

$M_u = 26 \text{ ton-m}$
 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c^* = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c'' = 238 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 20 \text{ cm}$
 $h = 85 \text{ cm}$
 $d = 80 \text{ cm}$



$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_y b d^2 f_c''}}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(26 \times 10^5)}{(0.9)(20)(80^2)(238)}} = 0.09981$$

$$\rho = \frac{q f_c''}{f_y}$$

$$\rho = \frac{(0.09981)(238)}{4200} = 0.005655$$

$$A_s = \rho b d$$

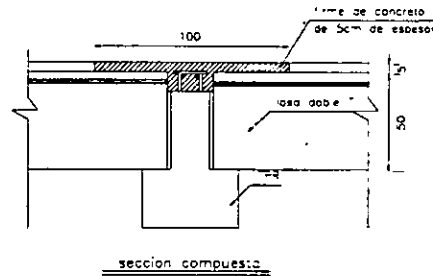
$$A_s = (0.00498)(20)(80) = 9.07 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas del No. 8

$A_s = 10.13 \text{ cm}^2$

b) Diseño del acero negativo sección compuesta:

M = 60 ton-m
 $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c^* = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c^{**} = 238 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 20 \text{ cm}$
 $h = 85 \text{ cm}$
 $d = 80 \text{ cm}$



$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_y b d^2 f_c^{**}}}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(60 \times 10^5)}{(0.9)(20)(80^2)(238)}} = 0.2501$$

$$\rho = \frac{q f_c^{**}}{f_y}$$

$$\rho = \frac{(0.2501)(238)}{4200} = 0.01417$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.01232)(20)(80) = 22.68 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas del No. 10 y

2 varillas del No. 8 $A_s = 25.9 \text{ cm}^2$

El acero calculado para momento negativo se coloca en la trabe portante una vez que esta ya esta montada y soportando el sistema de piso, el acero se colara junto con el firme de compresión del sistema de piso

c) Diseño del acero por cortante en la nariz

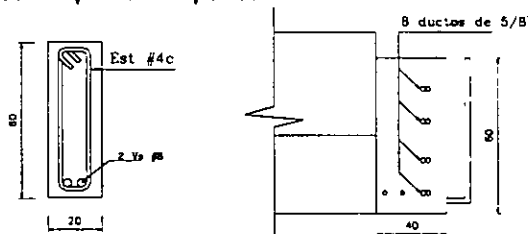
Como la trabe portante tiene que conectarse en el hueco que se ja en la columna a esta se le hace una nariz de seccion transversal rectangular, la cual se tiene que diseñar que resista por cortante.

$V_u = 35 \text{ ton}$

$b = 20 \text{ cm}$

$d = 55 \text{ cm}$

Estribos del No. 4



$$\rho = \frac{(2)(5.07)}{(20)(55)} = 0.00922$$

$$V_{CR} = 0.8bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = (0.8)(20)(55)(0.2 + (30 \times 0.0092))\sqrt{280}$$

$$V_{CR} = 7017.23 \text{ kg} < V_u = 35000 \text{ kg}$$

$$S \leq \frac{(0.8)(2.54)(4200)(55)}{35000 - 7017.23} = 16.77 \text{ cm}$$

$$S \leq 0.5d = (0.5)(55) = 27.5 \text{ cm} > 16.7 \text{ cm}$$

Se proponen estribos del No. 4 @ 5cm y

@ 10 cm después de la nariz

d) Diseño de los ganchos de izaje

Para los ganchos de izaje se utiliza acero de presfuerzo de $\phi \frac{1}{2}$ " que se ahoga en el concreto, y tiene un esfuerzo de fluencia de $f_{pu}=18920 \text{ kg/cm}^2$.

La tensión de trabajo será igual a

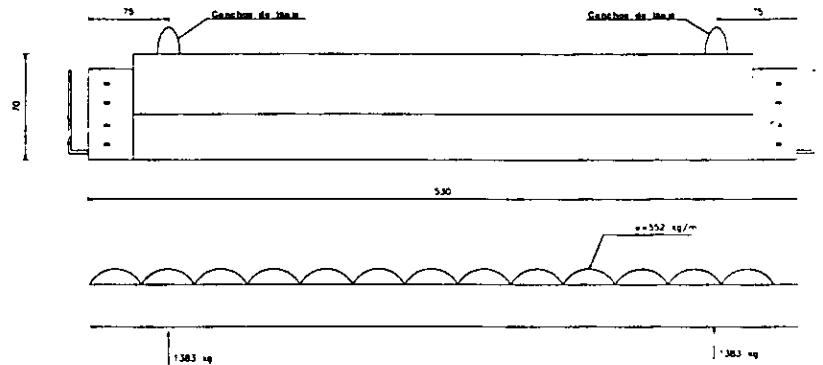
$$T_t = (1.4)(1383) = 1936.6 \text{ kg}$$

$$T_p = 0.6 f_{pu} A$$

$$T_p = (0.6)(18920)(1.0) = 11352 \text{ kg}$$

$$N_{izj} = \frac{1936.6}{11352} = 0.18$$

se proponen dos ganchos de izaje de $\phi \frac{1}{2}$ ".



2.- Se diseña el acero de presfuerzo con el programa CONCISE²³ este diseño se realiza tomando en cuenta dos etapas, la primera cuando la trabe trabaja como un elemento simplemente apoyado y la segunda cuando la trabe trabaja como un elemento doblemente empotrado.

Solicitaciones sobre la trabe portante T para el diseño del acero de presfuerzo

1ª etapa: Elemento simplemente apoyado

a) Peso propio del elemento

Area de la sección transversal: 0.23 m^2

peso volumétrico del concreto $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

$$\omega_0 = (0.23)(2400) = 522 \text{ kg/m}$$

b) Peso del firme sobre la trabe de 7 cm de espesor

$$\omega_n = (0.07)(2400) = 168 \text{ kg/m}$$

c) Peso del sistema de losa

Peso por m^2 del sistema de losa a base de trabes doble T: 260 kg/m^2

Longitud de losa a cada lado: 2.5 m

$$\omega_1 = (260)(5.00) = 168 \text{ kg/m}$$

d) Peso del firme sobre la losa

Se coloca un firme de concreto sobre la losa de 5cm de espesor

$$\omega_1 = (0.05)(2400) = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_n = (120)(5) = 600 \text{ kg/m}$$

2ª etapa: Elemento doblemente empotrado

e) Carga muerta adicional

$$\omega = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_{\text{mad}} = (120)(5.00) = 600 \text{ kg/m}$$

f) Carga viva gravitacional máxima

$$\omega = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_{vgra} = (500)(5.00) = 2500 \text{ kg/m}$$

Una vez obtenidas las cargas por metro lineal se obtiene el momento flexionante máximo al centro del claro para cada etapa

1ª etapa: Elemento simplemente apoyado

$$\Sigma(\omega_0 + \omega_{ln} + \omega_1 + \omega_r) = 2620 \text{ kg/m}$$

$$M = \omega L^2 / 8$$

$$M = (2620)(5^2) / 8 = 8188 \text{ kg-m}$$

2ª etapa: Elemento doblemente empotrado

$$\Sigma(\omega_{mad} + \omega_{vgra}) = 3100 \text{ kg/m}$$

$$M = \omega L^2 / 20$$

$$M = (3100)(5^2) / 20 = 3875 \text{ kg-m}$$

Se hace una combinación de la 1ª y 2ª etapa para obtener una carga equivalente (ω_{eq})

$$\Sigma(M_1 + M_2) = 12063 \text{ kg-m}$$

$$\Sigma(M_1 + M_2) = \omega_{eq} L^2 / 8$$

despejando la carga equivalente se tiene

$$\omega_{eq} = 8 \Sigma(M_1 + M_2) / L^2 = 8 (12063) / 5^2$$

$$\omega_{eq} = 3860 \text{ kg/m}$$

El diseño del acero de presfuerzo se hace con el programa (CONCISE²³.- versión 1.0), al cual se le tiene que dar los siguientes datos en kN/m.

La carga equivalente será igual a la suma de la carga adicional más la carga viva gravitacional, y como el programa toma directamente la carga muerta del elemento y el firme sobre este, se restan estas cargas a la carga equivalente.

$$\omega_{eq} = 3860 - (522 + 168) = 3170 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{mad} + \omega_{vgra} = 3170 \text{ kg/m}; \omega_{vgra} = 1585 \text{ kg/m}, \omega_{mad} = 1585 \text{ kg/m}$$

$$\omega_0 = 522 \text{ kg/m} \quad 5.22 \text{ kN/m}$$

$$\omega_{ln} = 168 \text{ kg/m} \quad 1.68 \text{ kN/m}$$

$$\omega_{mad} = 0.5 \times 3170 \text{ kg/m} = 1585 \quad 15.85 \text{ kN/m}$$

$$\omega_{vgra} = 0.5 \times 3170 \text{ kg/m} = 1585 \quad 15.85 \text{ kN/m}$$

A continuación se presenta la descripción de los resultados obtenidos con el programa (CONCISE.- versión 1.0).

En la figura 5.29 se presenta la cantidad de acero de refuerzo en el lecho inferior de la trabe y la cantidad de acero de presfuerzo, para este caso se proponen 3 torones de ½" con un $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ (1861.58 Mpa).

PRESTRESSING STEEL								
Qty	Material Label	Section Label	OFFSET		Debonding - mm		Area - mm ²	Fpu - MPa
			X - mm	Y - mm	LEFT	RIGHT		
3	TORON (270) fpu=1861.58	TORON (270) diam= 3"	0.00	50.00	0.00	0.00	98.6	1861.6
* Immediately After Jacking								

REINFORCING STEEL									
Qty	Material Label	Section Label	LEFT mm	OFFSET		BOTTOM mm	Area - mm ²	Fy - MPa	Es - MPa
				RIGHT mm	BOTTOM mm				
2	VARILLA fy=412	VARILLAS #8	0.00	0.00	50.00		507	412	1.962e+005

Figura 5.29 Cantidad de acero de refuerzo y presfuerzo.

En la figura 5.30 se presenta el diagrama de cortante resistente (Vr) y de cortante actuante de la trabe (Va).

En la figura 5.31 se puede observar el diagrama de momento flexionante resistente (Mr) y actuante (Ma) de la trabe.

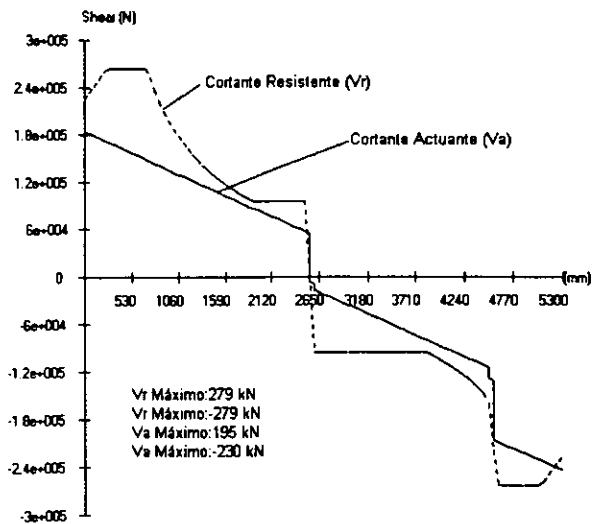


Figura 5.30 Diagramas de cortante resistente y actuante.

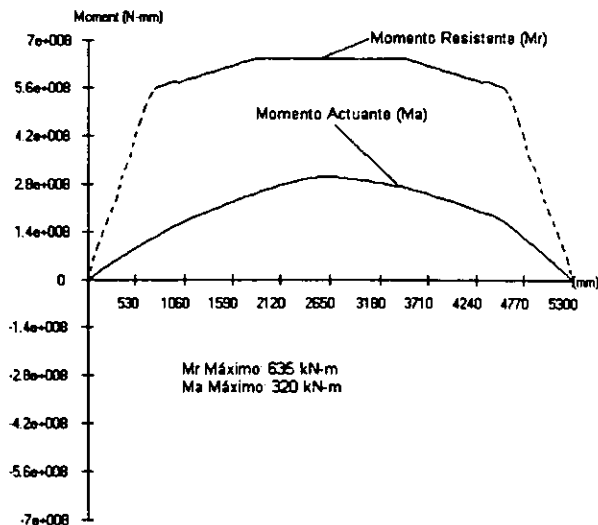


Figura 5.31 Diagramas de momentos resistente y actuante.

En la figura 5.32 se puede observar las deflexiones que se generan en diferentes etapas: en la transferencia del presfuerzo, en el montaje y la deflexión final. Con este refuerzo se tendrá una contraflecha de 1.1 mm y la deflexión final al aplicar la carga de servicio será de 0.5 mm.

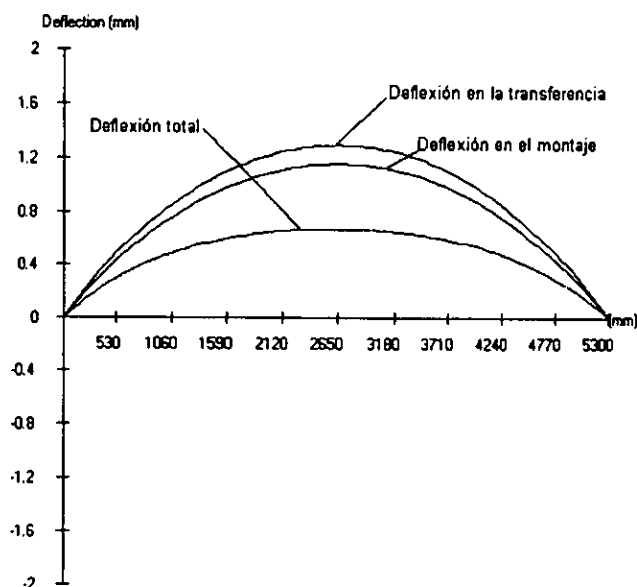


Figura 5.32 Diagrama de deflexiones.

Durante la transferencia del presfuerzo, se tubo un esfuerzo de tensión máximo de 2.24 Mpa (22.8 kg/cm²). en la parte superior de la trabe, y un esfuerzo de compresión de 4.22 Mpa (43 kg/cm²). en la parte inferior de la trabe.

En la figura 5.33 se puede observar el diagrama de los esfuerzos totales en la parte inferior de la trabe, cuando actúan todas las cargas. Como se observa, la parte de abajo de la trabe en toda su longitud, esta a compresión, con un esfuerzo de compresión de 2.64 Mpa (29 kg/cm²).

En la figura 5.34 se puede observar el diagrama de los esfuerzos totales en la parte superior de la trabe. Al centro del claro se tienen esfuerzos a compresión de 1.53 Mpa (15.6 kg/cm²), y cerca de los extremos se tienen esfuerzos de tensión de 0.95 Mpa (9.7 kg/cm²).

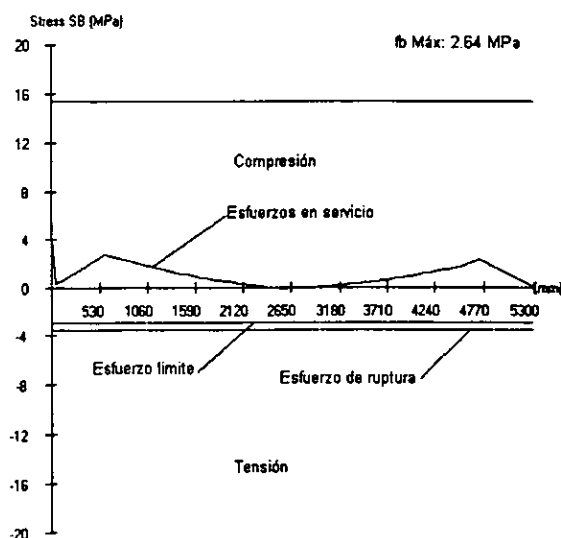


Figura 5.33 Diagrama de esfuerzos totales en la parte inferior de la trabe.

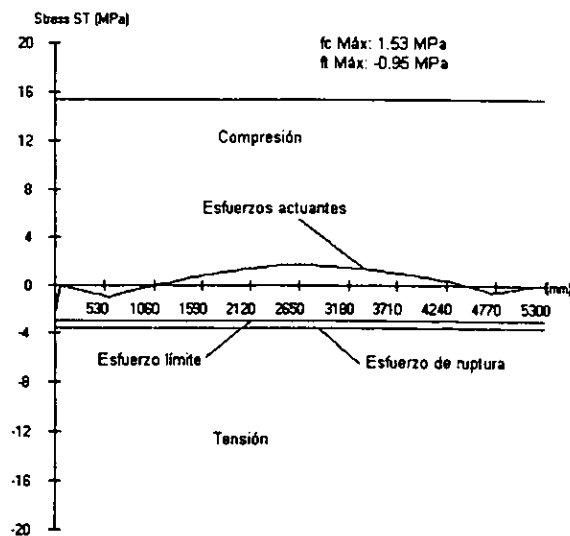


Figura 5.34 Diagrama de esfuerzos totales en la parte superior de la trabe.

Todos los esfuerzos son menores a los que marca el reglamento de construcción del D.F. que son de:

Esfuerzo de compresión bajo carga de servicio:

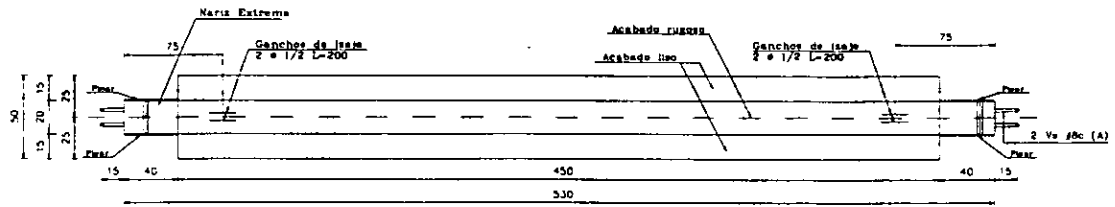
$$0.45 f_c'$$
$$(0.45)(350) = 157.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Esfuerzo de tensión bajo carga de servicio:

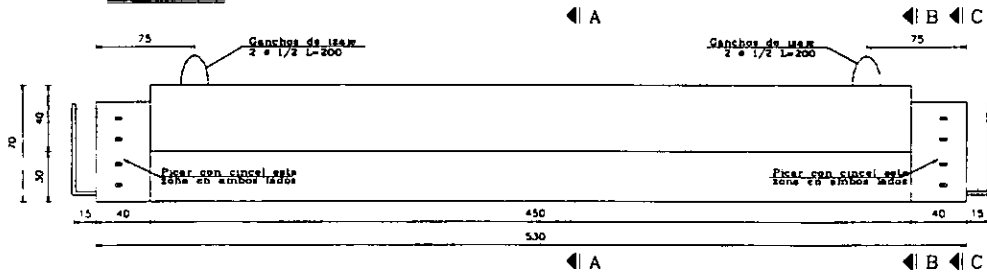
$$1.6 \sqrt{f_c'}$$
$$1.6 \sqrt{350} = 30 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Resumen

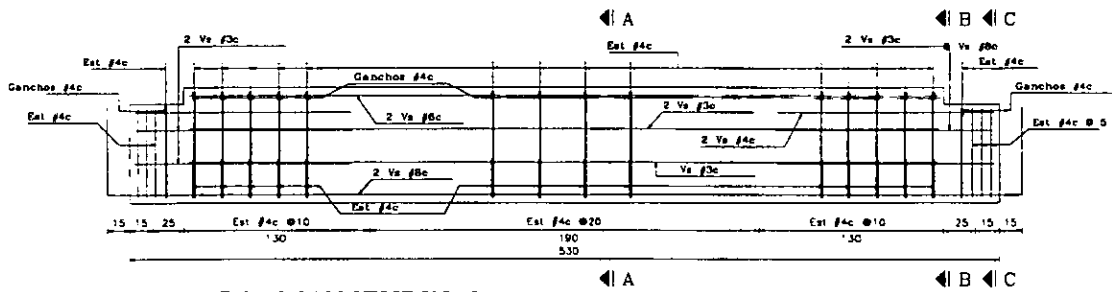
La trabe portante T lleva 3 torones de $\frac{1}{2}$ " como acero de presfuerzo para resistir los esfuerzos de flexión al centro del claro, 2 varillas del No. 8 como acero positivo y 2 varillas del No. 10 como acero negativo, por temperatura lleva varillas del No. 4. Estribos del No. 4 a @ 15 cm en la nariz, a @ 10 cm en los extremos y a @ 20 cm en el centro del claro.



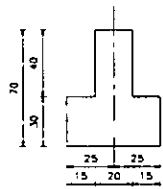
PLANTA



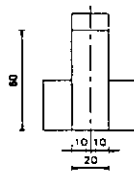
ALZADO



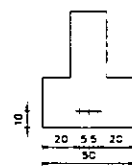
ARMADO LONGITUDINAL



CORTE A-A



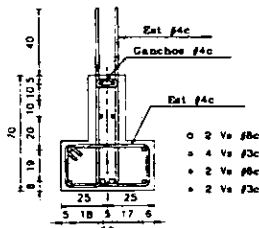
CORTE B-B
CORTE C-C



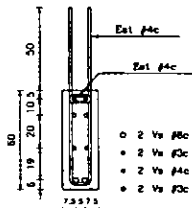
+ 3 Terones # 1/2"
T = 14.000 kg c/u

GEOMETRIA

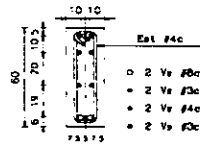
PRESFUERZO



CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C

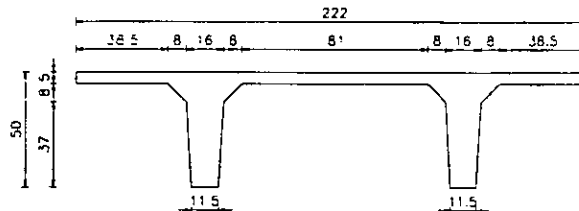
ARMADO TRANSVERSAL

Figura 5.35 Detallado de la trabe portante T.

Diseño de trabe doble T

La trabe doble T tiene las siguientes dimensiones:

$L=5.56$ m
 $b=222$ cm
 $b'=11.5$ cm
 $d=45$ cm
 $t=5$ cm
 $r=5$ cm
 $A=0.25115$ m²



Para el diseño de la trabe doble T se toman las siguientes consideraciones:

Solicitaciones sobre la trabe doble T para el diseño del acero de presfuerzo

a) Peso propio del elemento

Area de la sección transversal: 0.25115 m²
 peso volumétrico del concreto $\gamma_c = 2400$ kg/m³
 $\omega_0 = (0.25115)(2400) = 602.76$ kg/m

d) Peso del firme sobre la losa

Se coloca un firme de concreto sobre la losa de 5cm de espesor
 $\omega_f = (0.05)(2400) = 120$ kg/m²
 $\omega_{fA} = (120)(2.22) = 266.4$ kg/m

c) Carga muerta adicional

$\omega = 150$ kg/m²
 $\omega_{mad} = (150)(2.22) = 333$ kg/m

d) Carga viva gravitacional máxima

$\omega = 500$ kg/m²
 $\omega_{vgra} = (500)(2.22) = 1110$ kg/m

El diseño del acero de presfuerzo se hace con el programa (CONCISE.- versión 1.0), al cual se le tiene que dar los siguientes datos en kN/m.

$\omega_0 = 60.76$ kg/m	6.02 kN/m
$\omega_{fA} = 266.4$ kg/m	2.664 kN/m
$\omega_{mad} = 333$ kg/m	3.33 kN/m
$\omega_{vgra} = 1110$ kg/m	11.10 kN/m

A continuación se presenta la descripción de los resultados obtenidos con el programa (CONCISE.- versión 1.0).

En la figura 5.36 se presenta la cantidad de acero de refuerzo en el lecho inferior de la trabe y la cantidad de acero de presfuerzo, para este caso se proponen 2 torones de $\frac{1}{2}$ " con un $f_{pu} = 19000$ kg/cm² (1861.58 Mpa).

PRESTRESSING STEEL									
Qty	Material Label	Section Label	OFFSET		Debonding - m		Area - mm ²	Fpu - MPa	
			X - m	Y - mm	LEFT	RIGHT			
2	TORON (s=4") fpu=1862.74	TORON (s=4") diam=12.7	0.00	75.00	0.00	0.00	99	1862.7	0.797 *
* Immediately After Jacking									

REINFORCING STEEL									
Qty	Material Label	Section Label	LEFT m	OFFSET		BOTTOM mm	Area - mm ²	Fy - MPa	Es - MPa
				RIGHT m					
4	VARILLA fy=412	VARILLAS #4	0.00	0.00		50.00	127	412	1.962e+005

Figura 5.36 Cantidad de acero de refuerzo y presfuerzo.

En la figura 5.37 se presenta el diagrama de cortante resistente (V_r) y de cortante actuante de la trabe (V_a).

En la figura 5.38 se puede observar el diagrama de momento flexionante resistente y de momento flexionante actuante de la trabe.

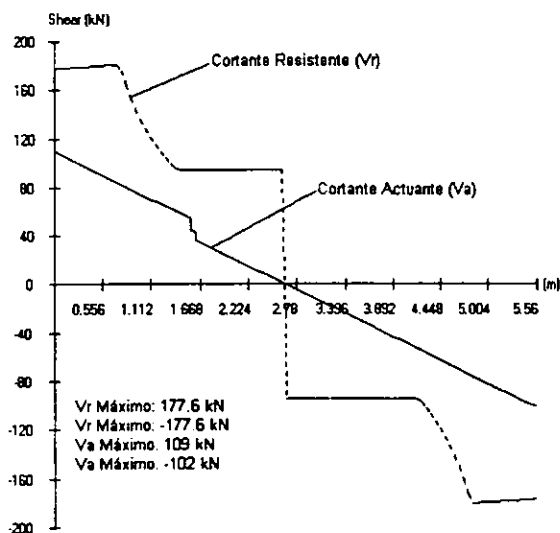


Figura 5.37 Diagramas de cortante resistente y actuante.

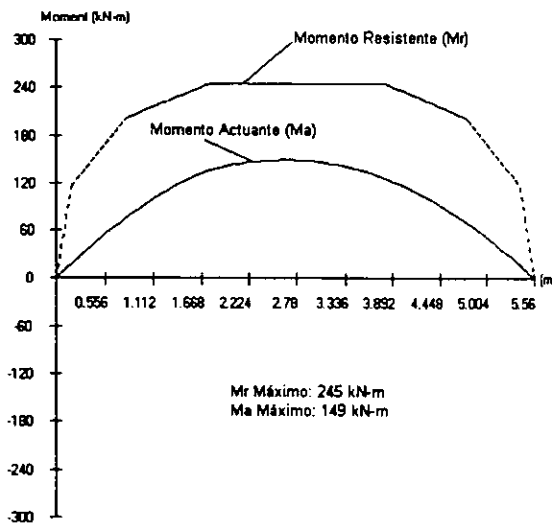


Figura 5.38 Diagramas de momentos resistente y actuante.

En la figura 5.39 se puede observar las deflexiones que se generan en diferentes etapas: en la transferencia del presfuerzo, en el montaje y la deflexión final. Con este refuerzo se tendrá una contraflecha de 1.59 mm y la deflexión final al aplicar la carga de servicio será de 1.06 mm.

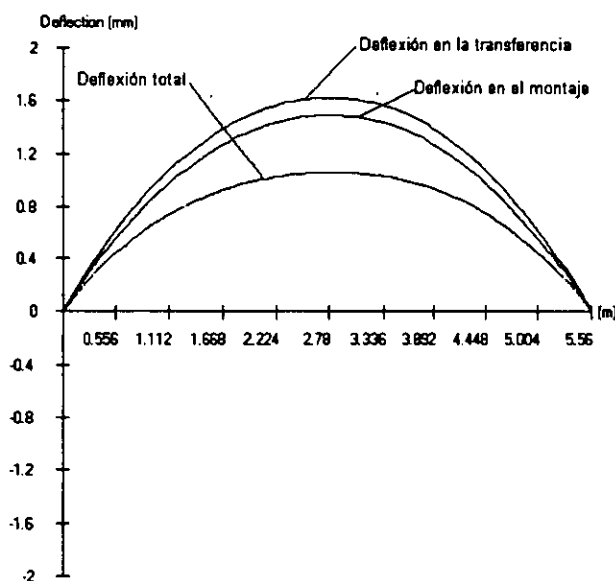


Figura 5.39 Diagrama de deflexiones.

Durante la transferencia del presfuerzo, se tubo un esfuerzo de tensión máximo de 0.936 Mpa (9.5 kg/cm^2), en la parte superior de la trabe, y un esfuerzo de compresión de 5.8 Mpa (59.2 kg/cm^2), en la parte inferior de la trabe.

En la figura 5.40 se puede observar el diagrama de los esfuerzos totales en la parte inferior de la trabe, cuando actúan todas las cargas. Como se observa, la parte de abajo de la trabe está a compresión en toda su longitud, con un esfuerzo de compresión de 5.26 Mpa (53.6 kg/cm^2).

En la figura 5.41 se puede observar el diagrama de los esfuerzos totales en la parte superior de la trabe. Solamente se tienen esfuerzos de compresión y el máximo es de 0.847 Mpa (8.6 kg/cm^2) al centro del claro.

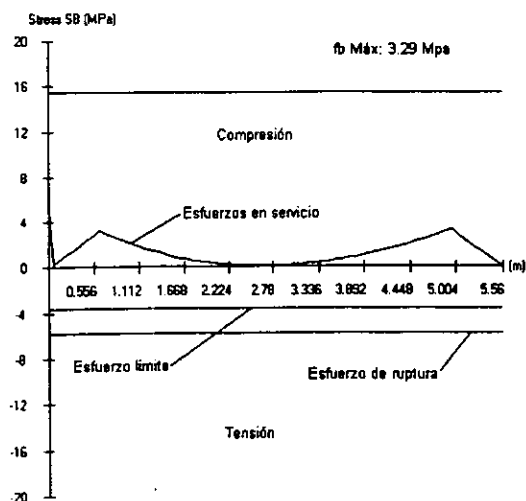


Figura 5.40 Diagrama de esfuerzos totales en la parte inferior de la trabe.

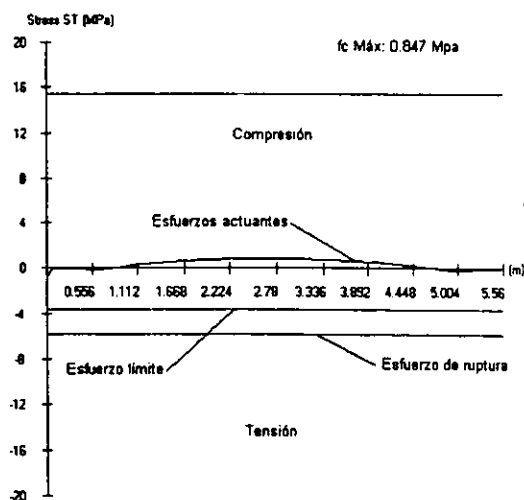


Figura 5.41 Diagrama de esfuerzos totales en la parte superior de la trabe.

Todos los esfuerzos son menores a los que marca el reglamento de construcción del D.F. que son de:

Esfuerzo de compresión bajo carga de servicio:

$$0.45f_c'$$
$$(0.45)(350) = 157.5 \text{ kg / cm}^2$$

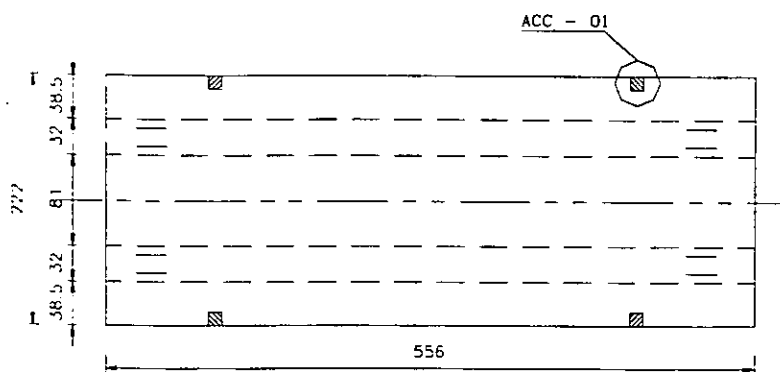
Esfuerzo de tensión bajo carga de servicio:

$$1.6\sqrt{f_c'}$$
$$1.6\sqrt{350} = 30 \text{ kg / cm}^2$$

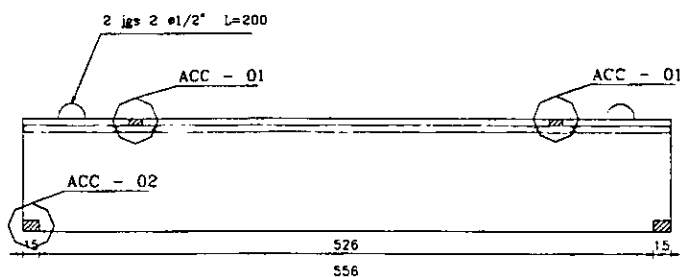
Resumen

La trabe doble T lleva 2 torones de $\frac{1}{2}$ " como acero de presfuerzo y 4 varillas del No.4 para resistir los esfuerzos a flexión, y varillas del No.3 por temperatura, con estribos del No.4 a @ 15 cm en los extremos y a @ 25 cm en el centro del claro. En las bases de los extremos se colocan unas placas de acero (ACC-02) para que no se maltraten los apoyos durante su transporte y montaje. También se le colocan unas placas de acero en las aletas (ACC-01) para que las trabes doble T se puedan unir una con otra, las trabes doble T van simplemente apoyadas en la trabe portante, y encima de estas se coloca un firme de concreto con acero de refuerzo de 5 cm de espesor, para que el sistema de piso trabaje como un diafragma rígido.

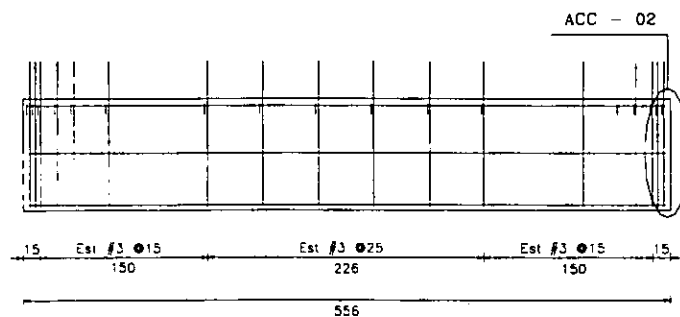
Los estribos salen del alma una longitud de 50 cm para que se doblen y amarren con la malla electrosoldada que lleva el firme.



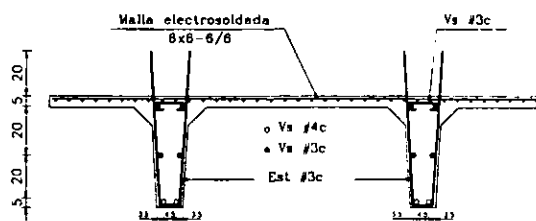
PLANTA



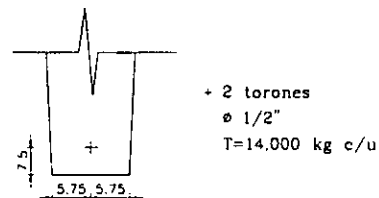
ALZADO



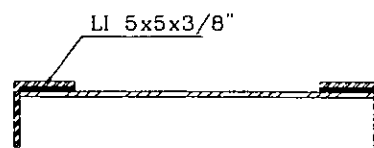
ARMADO LONGITUDINAL



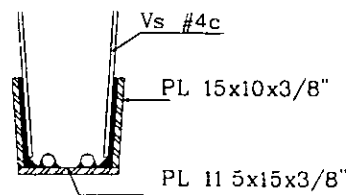
ARMADO TRANSVERSAL



PRESFUERZO



ACC - 01



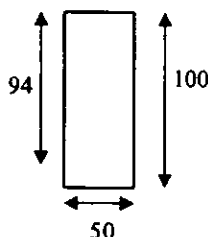
ACC - 02

Figura 5.42 Detallado de la trabe doble T.

Diseño de columna

La columna se encuentra ubicada en la intersección del eje E y el eje 1, sus dimensiones son las siguientes:

L= 23.55 m
 b= 50 cm
 h= 100 cm
 d= 94 cm



Este tipo de columna es del tipo de columna que no lleva ménsula, si no que se le dejan unos huecos (ventanas) donde se conectan las traveses portantes que lleguen al nodo, para formar los marcos de la estructura. No lleva acero de presfuerzo por lo que su diseño es como la de una columna de concreto reforzado simple.

Los elementos mecánicos que actúan en la columna son los siguientes:

$P_u = 398$ ton
 $M_x = 111.4$ ton-m
 $M_y = 67.6$ ton-m
 $V_u = 41$ ton

Diseño del acero de refuerzo longitudinal:

El diseño de la columna se hace por flexocompresión biaxial utilizando la formula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}}$$

Se proponen 8 varillas del No. 12 como acero de refuerzo longitudinal ($A_s = 182.45 \text{ cm}^2$), el espesor del recubrimiento es de 6 cm.

$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c^* = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c'' = 238 \text{ kg/cm}^2$

Calculo de P_{Ro}

$$P_{Ro} = F_R(f_c''Ac + A_s f_y) = 0.7(238(5000 - 182.45) + (182.45 \times 4200)) = 1339000 \text{ kg}$$

$$P_{Ro} = 1339 \text{ ton}$$

Calculo de P_{Rx}

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{182.45}{50 \times 94} = 0.03882$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c''} = 0.03882 \frac{4200}{238} = 0.685$$

$$\frac{d}{h} = \frac{100 - 6}{100} = 0.94 (\text{figura C.2}^{20})$$

$$e_x = \frac{P}{My} = \frac{398}{67} = 0.17m$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{17}{100} = 0.17$$

$$q = 0.685$$

$$Kx = 1.13$$

$$P_{Rx} = KxFRbhfc'' = 1.13 \times 0.7 \times 50 \times 100 \times 238 = 941290kg$$

Calculo de P_{Ry}

$$\frac{d}{b} = \frac{50 - 6}{50} = 0.9 (\text{figura C.2}^{20})$$

$$e_y = \frac{P}{Mx} = \frac{398}{111} = 0.28m$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{28}{50} = 0.55$$

$$q = 0.685$$

$$Ky = 0.58$$

$$P_{Ry} = KyFRbhfc'' = 0.58 \times 0.7 \times 50 \times 100 \times 238 = 419230kg$$

Calculo de P_R

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}} = \frac{1}{\frac{1}{941290} + \frac{1}{483140} - \frac{1}{1339000}} = 419230kg$$

$$P_R = 419ton > Pu = 398ton$$

Diseño del acero de refuerzo transversal:

$$Vu = 41ton$$

$$0.7fc * Ag + 2000As = 0.7 \times 238 \times (50 \times 100) + (2000As) = 869.5ton > Pu = 398ton$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{91.23}{50 \times 96} = 0.01909 > 0.01$$

$$\therefore V_{CR} = 0.5F_rbd\sqrt{fc} * (1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag})$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 50 \times 94 \sqrt{280} (1 + 0.007 \frac{398000}{50 \times 100}) = 48987kg > Vu = 41000kg$$

Separación máxima de estribos:

Considerando estribos del No.4

$$48 \times 1 = 48$$

$$\frac{b}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{cm}$$

$$\frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 \times 3.8}{\sqrt{4200}} = 49 \text{cm}$$

∴ La separación máxima de estribos es de 20cm.

El refuerzo transversal propuesto es: estribos del No.4 @ 10cm en los extremos y @ 20cm en las porciones centrales.

Resumen

La columna queda formada por varillas del No. 12 como acero de refuerzo longitudinal, y por varillas del No. 8 como acero por temperatura. Los estribos son del No. 4 espaciados a @ 10cm en los extremos y @ 20cm en las porciones centrales.

En la figura 5.43 se puede observar en el detalle 1 el corte del hueco (ventana) de la columna, se observa que el acero de refuerzo principal es colocado próximo a las esquinas y es continuo, mientras que el acero por temperatura en los huecos se tiene que interrumpir para que puedan entrar los extremos de las trabes que lleguen al nodo. En las partes donde el concreto es discontinuo se coloca acero de refuerzo contraventeado del No.5 para mantener la columna recta y no se dañe en el momento del transporte y montaje, una vez que la columna es izada este acero es cortado.

En el detalle 2 se puede observar el perfil del hueco (ventana) y unos ductos de ½" que se colocan para que cuando del nodo sea colado no quede aire atrapado y se libere por estos ductos.

En la base de la columna se coloca un perno de nivelación el cual esta formado por una varilla del No.8, mide 100 cm y 10cm sobresalen de la columna.

Para el desmolde de la columna en planta se dejan empotrados en el concreto ganchos formados por acero de presfuerzo de ½" de diámetro.

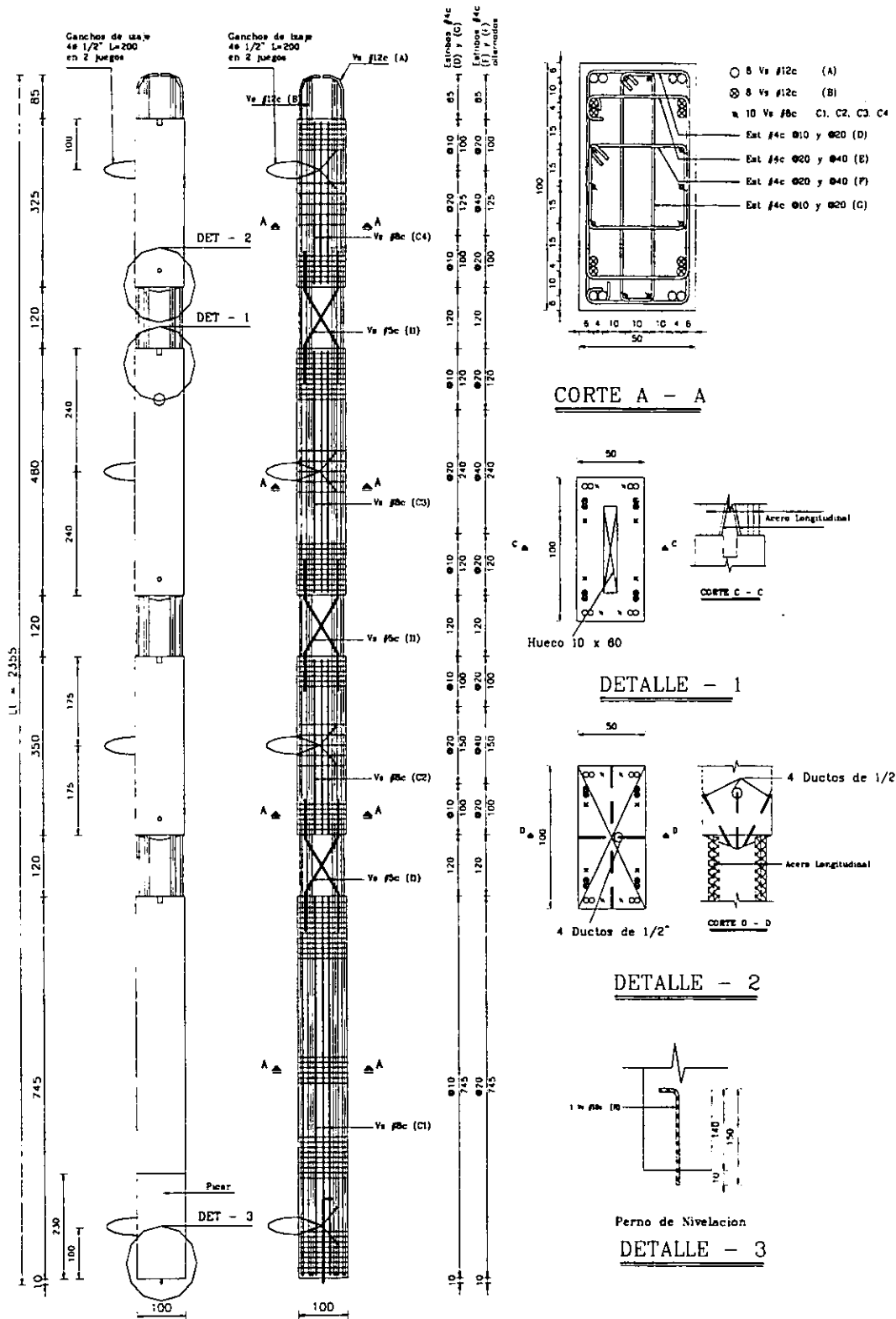


Figura 5.43 Detallado de columna.

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES DEL RCDF-93 PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS

- VI.1 Generalidades
- VI.2 Reglamento de construcción del D. F.-93
- VI.3 Reglamento de ACI 318-95 para estructuras de concreto prefabricado

VI.1 Generalidades

Las estructuras prefabricadas se diseñarán teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura, incluyendo su manejo, almacenaje, transportación, colocación y las condiciones de restricción que den las conexiones. El comportamiento de estas estructuras debe satisfacer en todas sus etapas las condiciones de servicio y de resistencia especificadas en los capítulos correspondientes. Todas las provisiones de este reglamento que no estén explícitamente excluidas o en conflicto con lo escrito en este capítulo aplicarán también a concreto prefabricado

Cuando los miembros prefabricados sean incorporados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones debidas a contracción, flujo plástico, cambios de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo que ocurran en y cerca de las conexiones, deberán ser incluidas en el diseño.

En adición a los requisitos generales para los planos y especificaciones, deberán incluirse los siguientes datos ya sea en los documentos de contrato o en los planos.

- a) Detalles del refuerzo y dispositivos requeridos para resistir cargas temporales debidas al manejo, almacenaje, transportación y montaje
- b) Resistencia necesaria del concreto en las etapas establecidas o fases de construcción
- c) Resistencia de los aceros
- d) Dimensiones de los elementos y ubicación del acero de refuerzo
- e) Magnitud y ubicación del acero de presfuerzo

VI.2 Reglamento de construcción del D. F.-93¹³

A continuación se presenta lo que actualmente indica el RCDF-93 para las estructuras de concreto prefabricado.

Requisitos generales

Las estructuras prefabricadas se diseñan con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presentan desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura, así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñan de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

Requisitos para las estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor $Q=2$; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de $Q=3$, cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso, el resto de la estructura deberá cumplir con las disposiciones de las NTC-93 para diseño y construcción de estructuras de concreto capítulo 5 del reglamento (Marcos dúctiles).

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión entre elementos prefabricados viga - columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo alejadas del mismo, en ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- La resistencia, f'_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.
- El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado no mayor que el 42.
- En las conexiones se deberá colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.
- Las conexiones deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presenten en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en los requisitos generales.
- En las conexiones se deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.
- Cada ducto que atraviesa un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayor que la barra que contiene y se rellenará con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.
- Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor; esta superficie se limpiará y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.
- Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas pretensadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.
- En los elementos prefabricados de sección compuesta se aplicarán los requisitos de las NTC-93 para diseño y construcción de estructuras de concreto 4.1.5 (Vigas de sección compuesta).

Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas.

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

VI.3 Reglamento de ACI 318-95 para estructuras de concreto prefabricado¹²

A continuación se presentan algunos puntos y recomendaciones (R) que indica el reglamento de ACI 318-95 para el diseño de estructuras de concreto prefabricado.

VI.3.1 Concreto prefabricado

VI.3.1.1 Objetivo

Se define como concreto prefabricado a todo elemento estructural colado en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

Todas las disposiciones de este reglamento que no estén específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones de este capítulo, deberán aplicarse a construcciones que incluyan elementos estructurales de concreto prefabricado.

Los requisitos para el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto prefabricado difieren en algunos aspectos de los usuales para elementos estructurales de concreto colados en sitio y estas diferencias se tratan en este capítulo.

Los esfuerzos desarrollados en elementos prefabricados durante el periodo de colado hasta la instalación final, pueden ser mayores que los esfuerzos de carga axial.

VI.3.1.2 Generalidades

El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones deben considerar todas las condiciones de carga y restricciones, desde la fabricación inicial hasta completar su uso en la estructura, incluyendo el descimbrado, almacenamiento, transporte y montaje.

R.- los esfuerzos desarrollados en elementos prefabricados durante el periodo de colado hasta la instalación final, pueden ser mayores que los esfuerzos por cargas de servicio. Los procedimientos de manejo pueden causar deformaciones no deseadas. Por lo tanto, se debe poner cuidado en los métodos de almacenamiento, transporte, y el montaje de elementos prefabricados, de manera que su comportamiento a las cargas de servicio y su resistencia bajo cargas factorizadas de acuerdo con los requisitos del reglamento.

Cuando se incluyan elementos prefabricados en un sistema estructural las fuerzas y deformaciones que ocurran en las conexiones y adyacentes a ellas, se deberán incluir en el diseño.

R.- el comportamiento estructural de los elementos prefabricados puede diferir substancialmente de elementos similares colados en la obra. El diseño de conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a contracción, fluencia, cambios de temperatura deformación elástica asentamiento diferencial viento y temblores, requiere consideración especial en la construcción de prefabricados.

Se deberán especificar las tolerancias tanto para los elementos prefabricados, como para los elementos adyacentes. El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones deberán incluir los efectos de estas tolerancias.

R.- el diseño de elemento prefabricados y sus conexiones son particularmente sensibles a las tolerancias en las dimensiones de elementos individuales y en su posición en la estructura. Para evitar malentendidos, las tolerancias utilizadas en el diseño deberán especificarse en los documentos del contrato. El proyectista puede especificar la norma de tolerancia asumidas en el diseño. Es de especial importancia el especificar cualesquiera de las desviaciones de los estándares aceptados.

Las tolerancias requeridas son consideradas como estándares mínimos aceptables para el refuerzo de concreto prefabricado. El proyectista deberá consultar publicaciones, del PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute) para contar con una guía sobre los productos estándar establecidos por la industria, y sobre las tolerancias de montaje.

VI.3.1.3 Distribución de las fuerzas entre los elementos

La distribución de las fuerzas que sean perpendiculares al plano de los elementos, se deberán de establecer por medio de análisis, o por medio de pruebas.

R.- los puntos concentrados y las líneas de carga pueden ser distribuidos entre los elementos, siempre que se tenga suficiente rigidez a torsión y que el cortante pueda ser transferido a través de las junta. Los elementos torsionalmente rígidos, tales como los de núcleo hueco y las losas sólidas, tienen más propiedades favorables de distribución de carga que los elementos torsionalmente flexibles, tales como "dobles T" con patines delgados (figura 6.1). Las grandes aberturas pueden causar cambios significativos en la distribución de fuerzas.

Cuando el funcionamiento del sistema requiera que se transfieran fuerzas en su plano entre los elementos de un piso prefabricado o un sistema de muro, deberá aplicarse lo siguiente:

- Las trayectorias de fuerzas dentro del plano deberán ser continuas, a través tanto de conexiones como de los elementos.
- Cuando ocurran fuerzas de tensión, deberá proporcionarse una trayectoria continua del acero de refuerzo.

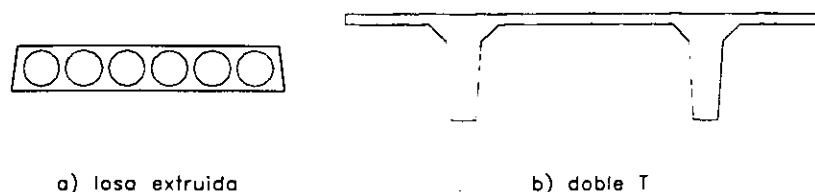


Figura 6.1 Elementos prefabricados: a) torsionalmente rígidos, b) torsionalmente flexibles.

R.- las fuerzas en el plano resultan principalmente de la acción de diafragmas de pisos y techos, causando tensión o compresión en las cuerdas y cortante en el cuerpo del diafragma. Una línea continua de acero y/o de refuerzo de acero, utilizando traslapes o conexiones mecánicas positivas, deben proveerse para soportar la tensión, mientras que el cortante y la compresión pueden ser soportadas por la sección neta del concreto. Una línea continua de acero, a través de una conexión puede incluir remaches o pernos, placas soldadas, pernos con cabeza u otros elementos de acero. Las fuerzas de tensión en las conexiones deben ser transferidas al refuerzo principal de los elementos.

Las fuerzas en el plano en muros de sistemas prefabricados, resultan principalmente por las reacciones de diafragma y por cargas laterales externas.

VI.3.1.4 Diseño de elementos

En pisos prefabricados de una dirección, en losas de pisos y de techos, en paneles de muros prefabricados presforzados de una dirección, todos ellos con ancho menor de 3.50 m, y en donde los elementos estructurales no estén mecánicamente conectados para causar restricción en la dirección transversal, en la contracción y en la temperatura se podrán pasar por alto los requisitos del punto (refuerzo por contracción y temperatura, de la sección 7.12 de este reglamento) en la dirección normal al refuerzo por flexión.

En muros prefabricados no presforzados, el refuerzo deberá diseñarse de acuerdo con las especificaciones del capítulo 10 (Cargas axiales y flexión) ó 14 (Muros) del reglamento ACI, excepto que el área de refuerzo horizontal y vertical deberá ser en cada caso menor que 0.001 veces el área total de la sección transversal del panel del muro. El espaciamiento del refuerzo no deberá exceder de 5 veces el espesor del muro ó 75 cm para muros interiores, ni 45 cm para muros exteriores.

R.- esta área mínima de refuerzo de muro, en lugar de los valores mínimos propuestos por (Refuerzo mínimo de la sección 14.3 de ACI), ha sido usada generalmente por muchos años sin problema, y se recomienda por el Precast/Prestressed Concrete Institute Canadian Building Code. Las provisiones para el refuerzo mínimo reducido y espaciamiento mayor, reconocen que los tableros de muros prefabricados tienen muy poca restricción en sus bordes durante las fases tempranas de curado, y por lo tanto, desarrollan menos esfuerzos de contracción que los muros similares colados en la obra.

VI.3.1.5 Integridad estructural

Las siguientes provisiones mínimas para la integridad estructural se aplicaran a todas las estructuras de concreto prefabricado:

- Los amarres longitudinales y transversales requeridos por (Requisitos para la integridad estructural de la sección 7.13.3 de ACI) deberán conectar los elementos a un sistema de resistencia a cargas laterales.
- Cuando los elementos prefabricados formen un diafragma de piso o de techo las conexiones entre el diafragma y esos elementos siendo lateralmente apoyados, deberán tener una resistencia nominal a la tensión capaz de resistir no menos de 450 kg por metro lineal.

R.- la integridad total de una estructura puede ser substancialmente enfatizada por medio de cambios menores en la cantidad, ubicación y detalles de refuerzo de los elementos, y en el detallado de accesorios de conexión.

Los elementos individuales pueden ser conectados por un sistema resistente a cargas laterales por medio de métodos alternativos. Por ejemplo, una trabe portante de borde, podría conectarse a un diafragma (parte del sistema resistente cargas laterales) figura 6.2. La integridad estructural podría lograrse, conectando el tramo de trabe a todo o a una parte del elemento de piso que forma el diafragma. Alterativamente, la trabe de borde podría ser conectada solamente a las columnas de apoyo, las que a su vez deben de ser conectadas al diafragma.

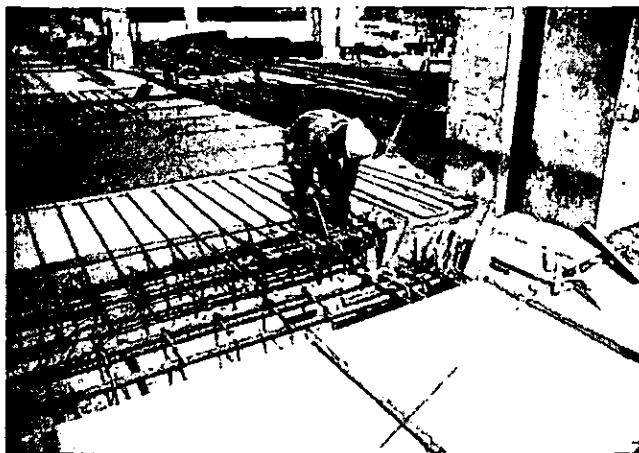


Figura 6.2 Conexión del diafragma de piso a la trabe portante.

Los requisitos de amarre verticales para tensión de (Requisitos para la integridad estructural de la sección 7.13.3 de ACI) deberán aplicarse a todos los elementos estructurales verticales, no así a los no estructurales, y se lograrán proporcionando conexiones en las juntas horizontales de acuerdo con lo siguiente:

- a) Las columnas prefabricadas deberán de tener una resistencia nominal a la tensión no menor de $14 A_c$ en kilogramos. Para columnas con sección transversal mayor a la requerida por cargas, se podrá permitir una área efectiva reducida A_c , basada en la sección transversal requerida, pero no menor que la mitad del área total.
- b) Los paneles de muros prefabricados deberán tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tensión no menor que 4 500 kg por amarre.
- c) Cuando las fuerzas de diseño no resulten en tensión en la base, los amarres requeridos por el inciso anterior podrán anclarse a una losa a nivel de piso de concreto reforzado.

A_c = área total de columna, cm^2 .

R.- las conexiones de la base y las conexiones en juntas horizontales en columnas prefabricadas y en muros de tablero, incluyendo muros de cortante, deben ser diseñados para transferir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos antes mencionados no son adicionados a estos requisitos de diseño. La practica en la industria es la de colocar las conexiones de muros simétricamente, con respecto al eje vertical del muro del tablero, y dentro de los cuartos exteriores del ancho del tablero, cuando sea posible.

Los detalles de conexión que se basen únicamente en la fricción causada por cargas de gravedad no serán utilizados.

R.- en el caso de daño a una viga, es importante que el desplazamiento de sus elementos de apoyos sea minimizado, de manera que otros elementos no pierdan su capacidad de soportar la carga. Esta es una situación que muestra porque los detalles de conexión, que se basa solamente en la fricción causadas por cargas de gravedad no deben utilizarse.

Para estructuras con muros de apoyo de concreto de tres o más piso de altura, se aplicaran las siguientes condiciones mínimas:

- Los amarres longitudinales y transversales deberán de proporcionarse en los sistemas de piso y techo, para proveer una resistencia nominal de 2 230 kg por metro de ancho o de largo. Los amarres deberán proveerse sobre muros interiores de apoyo, y entre elementos y muros exteriores. Los amarres deberán colocarse en o dentro de los 60 cm del plano del piso o del sistema de techado.

- Los amarres longitudinales paralelos al piso o a los claros de losas de techo, deberán espaciarse no más de 3 m a centros. Se tomaran provisiones para transferir fuerzas alrededor de las aberturas.
- Los amarres transversales perpendiculares a pisos o claros de losas de techos, deberán tener un espaciamiento no mayor que el espaciamiento del muro soportante.
- Los amarres alrededor del perímetro de cada piso y techo, dentro de 1.20 m del borde, proveerá una resistencia nominal a la tensión no menor que 7 250 kg.
- Los amares para tensión vertical deberán proporcionarse en todos los muros y deberán ser continuos en toda la altura del edificio. Ellos proporcionan una resistencia nominal a la tensión no menor de 4 500 kg por metro horizontal de muro. Se deberán proporcionar no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.

R.- las fuerzas inducidas por la carga, cambios de temperatura, fluencia y viento o acciones sísmicas, pueden requerir una cantidad mayor de fuerza de conexión. Se trata de que las provisiones generales para concreto prefabricado anteriormente mencionadas se apliquen a estructuras de muros de apoyos de menos de tres pisos de altura.

R.- las conexiones mínimas en estructuras de tres o más pisos de altura, de acuerdo con los puntos anteriores, se requieren para integridad estructural (Figura 6.3). Estas provisiones están basadas en recomendaciones del Precast/Prestressed Concrete Institute, para el diseño de edificios de concreto prefabricado con muros de apoyo. La capacidad de las conexiones están basadas en la resistencia a la fluencia.

R.- las conexiones longitudinales pueden proyectarse de las losas y traslaparse, soldarse, o conectarse mecánicamente, o pueden ser empotradas en juntas de mortero, con suficiente longitud y recubrimiento para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para el acero de presfuerzo no esforzado, deberá ser suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia. No es poco común el tener conexiones ubicadas en los muros, razonablemente cerca al plano del sistema de piso o de techo.

Las conexiones transversales pueden ser espaciadas uniformemente ya sea encasilladas en los tableros o en una cubierta, o pueden ser conectadas en los muros de apoyo transversal. Los requisitos del perímetro de la conexión no necesitan ser adicionados a los requisitos de conexiones longitudinales y transversales.

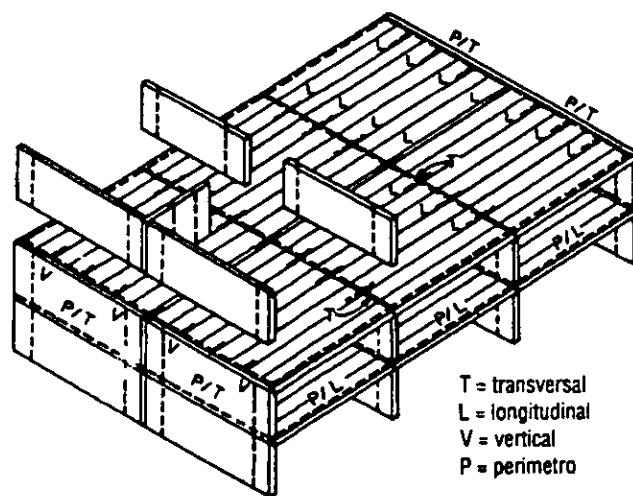


Figura 6.3 Distribución típica de conexiones en estructuras de grandes tableros

VI.3.1.6 Diseño de conexiones y soportes

Se podrán transmitir fuerzas entre elementos por medio de juntas de mortero, conectores de cortante, conectores mecánicos, conexiones de acero reforzado firme de compresión, o una combinación de estos procedimientos.

Lo adecuado de las conexiones para transferir las fuerzas entre elementos deberá de determinarse por medio de análisis o pruebas.

Cuando se diseña una conexión, utilizando materiales con diferentes propiedades estructurales, su rigidez relativa, sus resistencias y ductilidades, deberán ser consideradas.

El soporte para pisos prefabricados y elementos de techos sobre apoyos simples, deberá satisfacer lo siguiente:

- El esfuerzo de aplastamiento permisible en la superficie de concreto entre elementos soportados y elementos soportantes, y entre cualesquiera elementos de soporte intermedio, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento para cada superficie y el elemento soportante.
- A menos que se demuestre por medio de análisis o por pruebas, que el funcionamiento no será disminuido, los siguientes requisitos mínimos deberán cumplirse:

- a) Cada elemento y su sistema de soporte, deberán de tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que después de tomar en cuenta las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección del claro sea por lo menos $1/180$ del claro libre l , pero no menor de:

Para losas sólidas o de núcleo hueco..... 5 cm
 Para vigas o elementos con nervaduras7.5 cm

- b) Los cojines de apoyo en bordes no armados, deberán remeterse un mínimo de 1.5 cm desde la cara del apoyo, o por lo menos la dimensión del chafán en bordes achaflanados.

l = Claro libre, cm.

R.- los incisos anteriores señalan la diferencia entre la longitud de apoyo y la longitud del extremo de un elemento prefabricado sobre el apoyo (figura 6.3).

Cuando ocurren fuerzas de tensión en el plano de apoyo, puede ser conveniente reducir el esfuerzo de soporte permisible, y/o proveer refuerzo de confinamiento.

Los apoyos de neopreno distribuyen las cargas concentradas y las reacciones sobre el área de apoyo, y permiten movimientos limitados horizontales y rotaciones para liberación del esfuerzo. Para evitar el descascamiento bajo áreas de apoyo fuertemente cargadas, los apoyos de neopreno no deberán extenderse hasta el borde del apoyo a menos que el borde esté armado. Los bordes pueden ser armados con placas ancladas de acero o con ángulos.

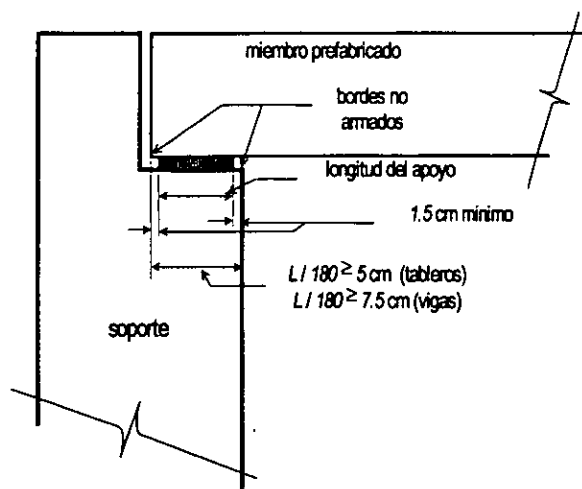


Figura 6.4 Longitud de apoyo contra longitud del elemento en el soporte.

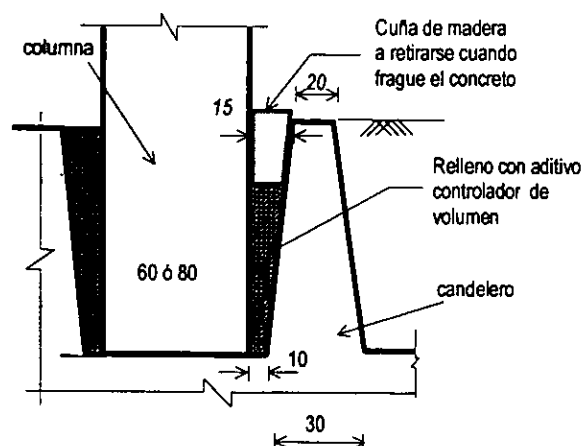


Figura 6.5 Conexión columna-cimentación.

R.- la conexión a la cimentación deberá ser capaz de desarrollar las condiciones para las que fue creada. En el caso de candeleros (figura 6.5), estos deben tener la profundidad adecuada para que el acero principal en la columna sea capaz de desarrollar la fluencia.

Los requisitos del punto (Longitud de desarrollo de refuerzo para momento positivo de la sección 12.11.1 de ACI). No se aplicaran al refuerzo por momento flexionante positivo para elementos prefabricados estáticamente determinados, pero por lo menos un tercio de tal refuerzo deberá extenderse hasta el centro de la longitud soportante.

Es innecesario desarrollar el refuerzo de momento positivo flexionante, más allá de los elementos prefabricados, si el sistema es estáticamente determinando.

VI.3.1.7 Piezas empotradas después del colado del concreto

Cuando así lo apruebe el ingeniero, las piezas empotradas (tales como bastones o insertos) ya sea que sobresalgan del concreto o que permanezcan expuestas para inspección, podrán empotrarse mientras el concreto se encuentra en su estado plástico siempre que:

- Las piezas empotradas no requieran engancharse o amarrarse al acero de refuerzo dentro del concreto.
- Las piezas empotradas se mantengan en la posición correcta mientras el concreto permanezca plástico.
- El concreto está adecuadamente consolidado alrededor de la pieza empotrada.

VI.3.1.8 Marcaje e identificación

Cada elemento prefabricado deberá marcarse para indicar su ubicación y orientación en la estructura, así como su fecha de fabricación.

Las marcas de identificación deberán corresponder con los planos de ubicación (figura 6.6).

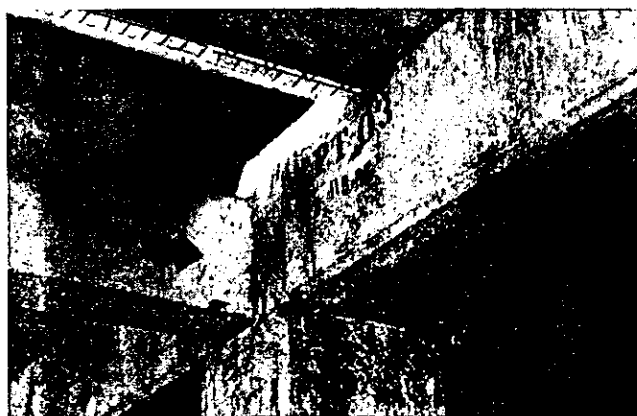


Figura 6.6 Identificación de los elementos prefabricados en obra.

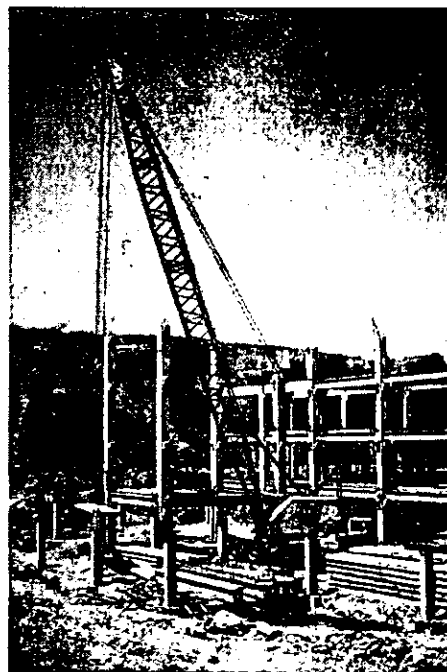


Figura 6.7 Montaje de los elementos prefabricados.

VI.3.1.9 Maniobras

El diseño de elementos deberá de tomar en cuenta las fuerzas y deformaciones durante el curado, descimbrado, almacenaje, transporte y montaje, de manera que los elementos prefabricados no se sobreesfuercen o se dañen.

Los elementos y estructuras prefabricadas se deberán apoyar y sujetar adecuadamente durante el montaje, para asegurar su alineamiento adecuado y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes (figura 6.7).

R.- los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, entre otros, deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Es importante que todo montaje temporal, conexiones, contraventeo, y puntales se muestren en los planos del contrato o en los planos de montaje, así como al secuencia de la remoción de estos elementos.

VI.3.1.10 Evaluación de la resistencia de la construcción prefabricada

Un elemento prefabricado que trabaje en sección compuesta con concreto colado en obra, podrá probarse a flexión como un elemento prefabricado solo, de acuerdo con lo siguiente:

- Las cargas de prueba deberán aplicarse solamente, cuando los cálculos indiquen que el elemento prefabricado aislado no será una pieza crítica a compresión o al pandeo.
- La carga de prueba deberá ser tal que al aplicarse al elemento de concreto prefabricado solo, induzca la misma fuerza total en el refuerzo a tensión, como lo sería al cargar al elemento compuesto con la carga de prueba requerida por (Evaluación de la resistencia de estructuras existentes, Capítulo 20 de ACI)

VI.3.2 Elementos de concreto compuestos sujetos a flexión

VI.3.2.1 Notación

A_c = área de la superficie de contacto que se investiga para cortante horizontal, cm^2 .

A_s = área de los anillos o amarres dentro de una distancia s , cm^2 .

b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga para el cortante horizontal.

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión para la sección compuesta completa, cm .

h = espesor total del elemento compuesto, cm .

s = espaciamiento de anillos medidos a lo largo del eje longitudinal del elemento, cm .

V_{nh} = resistencia nominal al cortante horizontal.

V_u = fuerza cortante factorizada en la sección.

λ = factor de corrección relativo al peso unitario del concreto.

ρ_v = relación del área de refuerzo de anillos al área de la superficie de concreto.
 $= A_s / b_v s$

ϕ = factor de reducción de resistencia.

VI.3.2.2 Objetivo

Las disposiciones de este capítulo deberán aplicarse al diseño de los elementos compuestos sujetos a flexión, definidos como elementos de concreto prefabricado y/o colados en obra, construidos en lugares diferentes, pero interconectados de manera tal que respondan las cargas como una sola unidad.

VI.3.2.3 Generalidades

Un elemento compuesto en su totalidad, o parte del mismo, se puede emplear para resistir cortante y momento.

Los elementos individuales se deben investigar para todas las etapas críticas de carga.

Si la resistencia especificada, el peso unitario u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, se deberán utilizar en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

Todos los elementos deberán diseñarse, para resistir todas las cargas introducidas antes del desarrollo total de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

Se debe proporcionar el acero de refuerzo tal como se requiera para controlar el agrietamiento, y evitar la separación de los elementos individuales de los elementos compuestos.

Los elementos compuestos deberán cumplir con los requisitos de control de deflexiones de la sección 9.5.5. de ACI referido a la construcción compuesta.

VI.3.2.4 Apuntalamiento

Cuando se emplee apuntalamiento, éste no deberá retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollados las propiedades de diseño, requeridas para resistir las cargas y limitar las deflexiones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

VI.3.2.5 Resistencia al cortante vertical

Cuando se considere que el cortante vertical va a ser resistido por todo el elemento compuesto, se deberá diseñar de acuerdo con los requisitos del capítulo 11 de ACI (Esfuerzo cortante y torsión), como si se tratara de un elemento colado monolíticamente con la misma sección transversal.

El acero de refuerzo por cortante deberá estar totalmente anclado dentro de los elementos interconectados.

El acero de refuerzo por cortante, anclado y prolongado podrá ser en la forma de anillos para tomar el cortante horizontal.

VI.3.2.6 Resistencia al cortante horizontal

- I. En un elemento compuesto, debe asegurarse la transferencia completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.
- II. Salvo si se calcula de acuerdo con el punto III de ACI, el diseño de las secciones transversales sujetas a cortante horizontal se debe basar en:

$$V_u \leq \phi V_{uh} \quad (\text{II.1})$$

Donde V_u es fuerza cortante factorizada en la sección considerada, y V_{uh} es la resistencia nominal al cortante horizontal de acuerdo con lo siguiente:

- a) Cuando las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al cortante V_{uh} no deberá ser mayor de $5.6 b_v d$, en kg.

- b) Cuando se proporciona el mínimo de anillos de acuerdo con lo mencionado en el punto (anillos por cortante horizontal), y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, pero que no se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al cortante V_{na} no deberá tomarse mayor de $5.6 b, d$, en kg.
- c) Cuando se proporciona el mínimo de anillos de acuerdo con lo mencionado en el punto (anillos por cortante horizontal), y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, y se han hecho rugosas intencionalmente a una amplitud total de 6 mm, la resistencia al cortante V_{na} deberá ser igual a $(18.2 + 0.6 \rho, fy) \lambda 5.6 b, d$ en kg, pero no deberá tomarse mayor de $35 b, d$, en kg. Se aplicaran los valores para λ de acuerdo con lo estipulado en el punto (de la sección 11.7.4.3 de ACI cortante por fricción).
- d) Cuando la fuerza cortante factorizada V_u en la sección considerada excede de $\phi(35 b, d)$, el diseño por cortante horizontal se debe de hacer de acuerdo con el punto (de la sección 11.7.4.4 de ACI cortante por fricción).
- e) Al determinar la resistencia nominal horizontal al cortante, en elementos presforzados de concreto, d será como se ha definido o como $0.8h$, lo que resulte mayor.
- III. Como una alternativa a lo mencionado en el punto II, el cortante horizontal se deberá de determinar calculando el cambio real en la fuerza a compresión o a tensión en cualquier segmento, y se tomarán provisiones para transferir esa fuerza como cortante horizontal al elemento de apoyo. La fuerza por cortante horizontal factorizada, no deberá exceder la resistencia horizontal al cortante ϕV_{na} como se indica en los incisos a y d del punto II, en donde el área de la superficie de contacto A_c deberá sustituirse por b, d .

Cuando se provea de anillos para resistir el cortante horizontal y estén diseñados para satisfacer el punto III. La relación área del anillo a espaciamiento a lo largo del elemento deberá, en forma aproximada reflejar la distribución de las fuerzas cortantes del elemento.

R.- la distribución de esfuerzos horizontales de cortante a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto, refleja la distribución de cortante a lo largo del elemento. La falla horizontal al cortante se iniciara cuando el esfuerzo horizontal de cortante sea máximo, y se esparcirá a regiones de menor esfuerzo. Debido a que el deslizamiento a la resistencia máxima horizontal de cortante es pequeño para un contacto de superficie concreto a concreto, la redistribución longitudinal de la resistencia horizontal al cortante es muy limitada. El espaciamiento de anillos a lo largo de la superficie de contacto deberá, por lo tanto, ser de tal manera que proporcione resistencia horizontal al cortante distribuida aproximadamente como este distribuido el cortante actuante en el elemento.

- IV. Cuando exista tensión a través de cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, se permitirá la transmisión de cortante por contacto solo cuando se proporcione el mínimo de anillos de acuerdo con lo mencionado en el punto (anillos por cortante horizontal). Se requiere de un anclaje adecuado para los anillos que se prolonguen a través de la superficie de contacto, para asegurar el contacto en dichas superficies.

VI.3.2.7 Anillos para cortante horizontal

Cuando se proporcionen anillos para transmitir el cortante horizontal, el área del anillo no debe de ser menor que la requerida por (Resistencia al refuerzo cortante proporcionado por el acero de refuerzo por cortante, en la sección 11.5.5.3 de ACI) y su espaciamiento no debe de exceder de 4 veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 60 cm.

Los anillos que resisten el cortante horizontal deben consistir en varillas individuales o alambre, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de malla de alambre soldado (liso o corrugado).

Todos los anillos deberán de anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados.

VI.3.2.8 Tolerancias

Deberán especificarse las tolerancias para los miembros prefabricados y los miembros de soporte. El análisis y diseño de las conexiones y de los miembros prefabricados deberán incluir los efectos de estas tolerancias. Los planos deben indicar las tolerancias y las desviaciones máximas aceptables.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspectos o colocación de acabados.

De no satisfacer cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable; estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

CONCLUSIONES

El uso de los prefabricados como elementos estructurales han demostrado ser un sistema de construcción, eficiente, rápido, económico y fácil. Además de poder hacer elementos más resistentes, más grandes, ligeros, esbeltos y menos pesados.

Las estructuras prefabricadas pueden tener un buen funcionamiento estructural como las estructuras monolíticas, cuando son sometidas a cargas de servicio o accidentales como el viento o los sismos, siempre y cuando el diseño, la fabricación, transporte y montaje de los elementos se haga de acuerdo a las normas existentes.

Actualmente en México existen varias obras con elementos prefabricados, pero se debe de fomentar más el uso de las estructuras de concreto prefabricado tanto en obras como proyectos de investigación, así como incluir más notas referentes a este tema en el RCDF ya que su contenido actual es muy poco.

BIBLIOGRAFIA

1. "Performance of Precast and Prestressed Concrete in Mexico Earthquake," PCI JOURNAL, V 31, No.1, January-February 1986, pp. 18-42.
 2. "Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995" PCI JOURNAL, V 40, No.2, March-April 1995, pp. 14-22.
 3. "Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake" PCI JOURNAL, V 39, No.2, March-April 1994, pp. 38-55.
 4. "Performance of Buildings With Shear Wall in Earthquakes of the Last Thirty Years" PCI JOURNAL, V 40, No.3, May-June 1995, pp. 75-80.
 5. Dowrick. "Diseño de estructuras resistentes a sismos", Limusa. 1995
 6. László Mók " Construcción con materiales prefabricados de hormigón armado", Urmo. 1969
 7. Minoru Wakabayashi " Diseño de estructuras sismoresistentes", McGraw-Hill. 1986
 8. Ben C. Gerwick " Construcción de estructuras de concreto presforzado", Limusa. 1978
 9. Artur H. Nilson "Diseño de estructuras de concreto presforzado", Limusa. 1990
 10. Fundación ICA "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985", Limusa. 1988
 11. PCI Design Handbook 3ª edición Chicago Illinois. 1992
 12. ACI 318-95 Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios, IMCYC. 1995
 13. RCDF-93 Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. 1994
 14. Bruce Bolt, Earthquakes, 1978
 15. Roberto Meli y Enrique Bazán, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Limusa. 1987
 16. Gonzales Cuevas, Robles Aspectos Fundamentales del Concreto Resforzado. Limusa, 3ª edición. 1995
 17. IMCYC, Revista Construcción y Tecnología, " Conexión prefabricada sin pernos ni soldadura", Vol. XI, No. 122, julio, 1988
 18. IMCYC "Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto". 1976
 19. ANIPPAC "Hipermercado Auchan en Tlatelolco" y "Terminal de Autobuses de Querétaro" Año 3, Núm.13 1996.
 20. V. Sakhnovski: Vasbeton Szerkezetek (Estructuras de Concreto Armado), Muszaki Könyvkiadó, Budapest, 1956
 21. SEPSA. Servicios y Elementos Presforzados S.A. Ave. Nuevo León No. 227. México D.F.
 22. CADSE Computación para Análisis y Diseño de Sistemas Estructurales.
 23. CONCISE. Precast Prestressed Concrete Beam Versión 2.4, Canadian Prestressed Concrete Institute Ottawa, Canada. 1993
 24. Arnold Christopher, Configuración y Diseño Sísmico de Edificios, Limusa. 1987
-