



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO
EN EDIFICIOS PREFABRICADOS DE
CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

PRESENTA:

GIULIO ANTONIO LEÓN FLORES

TUTOR:

MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ



MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

FEBRERO DE 2006

*A mis padres, Mario y Emma,
por todo su apoyo incondicional, y
por sus consejos invaluableles.*

A mis hermanos, por todo su afecto

RECONOCIMIENTO

Esta investigación fue llevada a cabo en el Instituto de Ingeniería (UNAM) y patrocinada por CONACYT (proyecto 38593-U).

Inmensa gratitud al Dr. M.E. Rodríguez por su dirección, apoyo y confianza a lo largo de todos estos años, y por enseñarme a dar lo mejor de mi.

Se agradece al Dr. J. Restrepo, profesor de la Universidad de California, San Diego, por sus sugerencias para el enriquecimiento del presente trabajo. Agradezco también al estudiante de doctorado Miguel Torres por su ayuda en la realización de la presente investigación. Así mismo al Sr. Raymundo Mondragón, técnico del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería, UNAM, por su apoyo en la realización de las pruebas de laboratorio.

INDICE

RESUMEN.....1

1. INTRODUCCIÓN.....3

1.1 ANTECEDENTES..... 3

1.2 ALCANCES Y OBJETIVOS..... 4

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO Y SUS SISTEMAS DE PISO.....5

2.1 CONCEPTOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EDIFICIOS PREFABRICADOS..... 5

 2.1.1 *Requerimientos generales*..... 5

 2.1.2 *Diseño por capacidad y mecanismo de colapso*..... 5

2.2 TIPOS DE CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS 6

2.3 SISTEMAS DE PISO EN EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO..... 8

 2.3.1 *Procedimientos de construcción de sistemas de piso* 9

 2.3.1.1 *Construcción Compuesta (topped)*..... 9

 2.3.1.2 *Construcción no-compuesta (pretopped/untopped)* 9

 2.3.2 *Tipos de sistemas de piso*..... 9

 2.3.2.1 *Losas extruídas o alveolares* 9

 2.3.2.2 *Losas macizas* 10

 2.3.2.3 *Sistemas de vigueta y bovedilla* 10

 2.3.2.4 *Vigas T y dobles T*..... 10

2.4 FACTORES IMPORTANTES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS 12

 2.4.1 *Requerimientos de apoyo para unidades de piso prefabricadas* 12

 2.4.2 *Demandas sísmicas de desplazamiento* 12

2.5 TOLERANCIAS DE LOS SISTEMAS PREFABRICADOS..... 12

3. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS 15

3.1 CONCEPTOS GENERALES 15

3.2 FILOSOFÍAS DE DISEÑO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS PREFABRICADOS..... 15

3.3 EFECTOS DE LAS CARGAS DE SERVICIO EN LOS SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS 16

3.4 FUERZAS PARA EL DISEÑO SÍSMICO EN SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS..... 17

3.5 FUERZAS INTERNAS EN DIAFRAGMAS PREFABRICADOS 18

 3.5.1 *Analogía de la viga horizontal* 18

 3.5.2 *Método del puntal y tirante* 18

3.6 REFUERZO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS PREFABRICADOS..... 19

 3.6.1 *Tipos de refuerzo* 19

 3.6.1.1 *Conectores mecánicos entre elementos prefabricados* 19

 3.6.1.2 *Malla de acero electrosoldada*..... 19

 3.6.2 *Detallado sísmico de diafragmas* 20

 3.6.2.1 *Necesidad de un detallado por ductilidad en diafragmas* 20

 3.6.2.2 *Detallado para acomodar desplazamientos localizados* 20

 3.6.2.3 *Detallado para la malla de refuerzo* 20

 3.6.2.4 *Detallado para la acción de puntal y tirante*..... 21

 3.6.2.5 *Detallado para la transferencia de la fuerza sísmica hacia el sistema vertical resistente*..... 21

3.7 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE LOS DIAFRAGMAS PREFABRICADOS 22

 3.7.1 *General*..... 22

 3.7.2 *Estado límite de corte del refuerzo distribuido (malla)*..... 22

 3.7.3 *Estado límite de flexión del refuerzo distribuido (malla)*..... 22

3.8 RECOMENDACIONES PARA EVITAR LA PÉRDIDA DEL APOYO DE LAS UNIDADES PREFABRICADAS 23

 3.8.1 *Dimensión de apoyo mínimo recomendado*..... 23

 3.8.2 *Detallado para evitar la pérdida del apoyo* 23

4. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS	25
4.1 GENERAL	25
4.2 HIPÓTESIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS	26
4.2.1 <i>Acción de diafragma</i>	26
4.2.2 <i>Firme de concreto para resistir la totalidad de la fuerza sísmica del diafragma</i>	26
4.2.3 <i>Refuerzo del firme de concreto y práctica mexicana</i>	27
4.2.4 <i>Modelo analítico del firme de concreto</i>	27
4.3 MÉTODO DEL PUNTAL Y TIRANTE (<i>STRUT AND TIE METHOD</i>).....	28
4.3.1 <i>Conceptos básicos</i>	28
4.3.2 <i>Modelos de puntal y tirante</i>	28
4.3.3 <i>Modelo de puntal y tirante óptimo</i>	29
4.3.4 <i>Detalle de los elementos de los modelos de Puntal y Tirante</i>	30
4.3.4.1 <i>Puntal</i>	30
4.3.4.2 <i>Tirante</i>	31
4.3.4.3 <i>Nudos</i>	31
4.3.5 <i>Carácter conservador del Método</i>	31
4.4 MÉTODO DEL STRINGER Y EL PANEL (<i>STRINGER AND PANEL METHOD</i>).....	32
4.4.1 <i>Definiciones básicas y orígenes del método</i>	32
4.4.2 <i>Elementos de los Modelos del Stringer y el Panel</i>	34
4.4.2.1 <i>Stringers</i>	34
4.4.2.2 <i>Panel</i>	34
4.4.2.3 <i>Otros componentes de los Modelos del Stringer y el Panel</i>	34
4.4.3 <i>Bases del Método del Stringer y el Panel</i>	35
4.4.3.1 <i>Base analítica</i>	35
4.4.3.2 <i>Teoría Modificada del Campo en Compresión (TMCC) [Collins et al, 1986]</i>	36
4.4.4 <i>Análisis y diseño con los Modelos de Stringers y Paneles</i>	38
4.4.5 <i>Programa de cómputo para la aplicación del Método del Stringer y el Panel (SPanCAD)</i>	38
4.4.6 <i>Ventajas de los Modelos de Stringers y Paneles</i>	40
4.5 PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS	40
4.5.1 <i>Evaluación de las fuerzas inerciales de piso</i>	40
4.5.1.1 <i>Análisis dinámico no lineal de la estructura</i>	40
4.5.1.2 <i>Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso según el RCDF-2004</i>	41
4.5.2 <i>Idealización de las fuerzas sísmicas en el sistema de piso</i>	42
4.5.3 <i>Elaboración de los modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto</i>	42
4.5.4 <i>Empleo del Método de los Elementos Finitos (MEF) en el procedimiento propuesto</i>	45
4.5.5 <i>Detallado y resistencia del firme de concreto</i>	46
4.5.5.1 <i>Obtención del refuerzo distribuido</i>	46
4.5.5.2 <i>Revisión del espesor del firme</i>	46
4.6 VERIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PROPUESTO CON EL MÉTODO DEL STRINGER Y EL PANEL	47
5. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PROPUESTO Y VALIDACIÓN ANALÍTICA DEL ESPÉCIMEN PREFABRICADO A ENSAYARSE.....	49
5.1 ALCANCES.....	49
5.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO PROTOTIPO EN EL CUAL SE APLICARÁ EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO	49
5.2.1 <i>Características generales del edificio prototipo</i>	49
5.2.2 <i>Análisis y diseño sísmico del edificio</i> :	52
5.3 MODELO A ESCALA DEL EDIFICIO PROTOTIPO, A ENSAYARSE EN MESA VIBRADORA	58
5.3.1 <i>Leyes de similitud entre el modelo y prototipo</i>	58
5.3.2 <i>Aplicación de las leyes de similitud y obtención de las características del modelo a ensayarse</i>	59
5.3.3 <i>Propiedades de los materiales usados en el modelo</i>	64
5.3.4 <i>Detalle de las conexiones entre vigas y columnas del modelo</i>	66
5.4 PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL MODELO A ESCALA DEL EDIFICIO PARA EL ENSAYE EN MESA VIBRADORA.....	70
5.4.1 <i>Procedimiento a seguir</i>	70

5.4.2 Resistencia del Espécimen ante cargas sísmicas laterales.....	71
5.4.3 Análisis dinámico no lineal del espécimen.....	75
5.5 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA SÍSMICA DEL SISTEMA DE PISO DEL MODELO A ESCALA DEL EDIFICIO, SEGÚN EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO.....	80
5.5.1 General.....	80
5.5.2 Evaluación de las fuerzas inerciales en las losas de piso del modelo a escala.....	81
5.5.2.1 Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso del análisis tiempo historia	81
5.5.2.2 Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso según el RCDF-2004	81
5.5.3 Idealización de las fuerzas sísmicas en el sistema de piso	83
5.5.4 Elaboración de los modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto	83
5.5.5 Empleo del método de los elementos finitos (MEF) en el procedimiento propuesto.....	87
5.5.6 Resistencia del sistema de piso para fuerzas sísmicas en su plano, según el procedimiento propuesto ...	94
5.5.6.1 Resistencia del tirante crítico (tirante AL de la figura 5.30).....	95
5.5.6.2 Resistencia del puntal crítico (puntal IK de la figura 5.30).....	97
5.5.6.3 Resistencia del sistema de piso.....	97
5.5.7 Resistencia sísmica del sistema de piso del modelo a escala según el método del Stringer y Panel.....	98
6. CONCLUSIONES.....	105
APÉNDICE A. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE LAS VARILLAS DEL ESPECIMEN	107
APÉNDICE B. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CON TENSIONES TRANSVERSALES	109
REFERENCIAS	111

RESUMEN

En este estudio se evalúa el comportamiento y diseño sísmico de sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto reforzado. Se resumen recomendaciones de diferentes reglamentos, de prácticas de diseño, e investigaciones recientes. Se observa que el firme de concreto puede ser analizado como un panel de concreto sometido a fuerzas de membrana. De esta manera, empleando métodos apropiados para el diseño de estructuras de concreto tipo panel, como son el Método del Puntal y tirante (MPT), el Método de los Elementos Finitos (MEF) y el Método del Stringer y el Panel (MSP), se propone un procedimiento para el diseño sísmico de los sistemas de piso prefabricados. Dicho procedimiento engloba la determinación de las fuerzas inerciales de piso, transformación de estas fuerzas en acciones internas en el diafragma y suministro del refuerzo requerido. El procedimiento propuesto es aplicado para la revisión sísmica del sistema de piso de una estructura a escala, representativa de un edificio prefabricado (factor de escala 1:4), la cual será ensayada en mesa vibradora, para un registro sísmico de suelo duro. El sistema de piso de este edificio se diseña de acuerdo con la práctica mexicana, en la que el refuerzo del sistema de piso consiste solamente en el requerido por temperatura. La resistencia del sistema de piso calculada con el procedimiento propuesto, resulta ser menor que las fuerzas sísmicas actuantes, por lo que se esperaría que el sistema de piso llegue a fallar, durante los estudios en mesa vibradora.

Como resultado de este estudio se concluye que los reglamentos de diseño actuales no cuentan con un procedimiento específico, adecuado para el diseño de los sistemas de piso prefabricados. Así mismo, la obtención de las fuerzas sísmicas de piso a partir de ellos, puede estar del lado de la inseguridad, como se encontró en la revisión sísmica del edificio estudiado.

Finalmente, se intenta validar el modelo analítico para el espécimen prefabricado, para el ensaye en mesa vibradora. Mediante análisis tiempo-historia no lineal y pushover, se concluye que el edificio estará sometido a una ductilidad global de 2, con lo cual los elementos de los marcos resistentes a fuerza sísmica (vigas y columnas) tendrían un buen comportamiento, ya que se considera que el edificio tiene una capacidad de ductilidad mayor que la demanda mencionada.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los edificios prefabricados son aquellos cuyos elementos son construidos en un lugar diferente al de su posición final. En el presente estudio hablaremos sobre edificios prefabricados de concreto, es decir, cuyos elementos son de concreto reforzado.

La construcción de edificios prefabricados en zonas sísmicas ha tenido un gran desarrollo en los últimos años, debido a una amplia investigación de sus comportamientos sísmicos y a lecciones aprendidas de los sismos pasados, lo cual ha permitido la mejora de los procedimientos de diseño de estas estructuras.

Un aspecto clave para el buen comportamiento sísmico de los edificios prefabricados, son las conexiones entre sus elementos. Durante mucho tiempo este aspecto ha sido una de las razones por las que en varios países con zonas sísmicas se prefiere evitar la construcción de este tipo de estructuras, ya que hasta hace algunos años se seguían prácticas erróneas para lograr dichas conexiones. Además, varios reglamentos de diseño, como es el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [RCDF, 2004] no cuentan con un procedimiento claro de diseño de estas partes. Afortunadamente, investigaciones en otros países han podido dar como resultados procedimientos adecuados para resolver este problema, como es el caso de Nueva Zelanda [Guidelines, 1999]

Otro aspecto importante de los edificios prefabricados son sus sistemas de piso. Al igual que para las construcciones coladas en sitio, los sistemas de piso prefabricados juegan un rol clave en la resistencia lateral del edificio prefabricado al proveer la acción de diafragma, la cual consiste en: 1) Transferir las cargas laterales en cada nivel, a los elementos resistentes de carga lateral (marcos, muros) y 2) Unir los elementos resistentes de carga lateral en un solo sistema para que trabajen en conjunto.

A pesar de la importancia que tienen los sistemas de piso para lograr un buen comportamiento sísmico de todo el edificio, muchos reglamentos de diseño no cuentan con un procedimiento claro y congruente para el diseño de estos elementos. Es así que sismos pasados han mostrado la vulnerabilidad de los sistemas de piso prefabricados mal diseñados, como son los colapsos observados en muchos edificios de estacionamientos durante el sismo de Northridge [EERI, 1994]

En el presente estudio trataremos el diseño sísmico de los sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto, con la intención de mejorar los procedimientos de diseño sobre este tema.

1.2 Alcances y objetivos

El presente trabajo realiza una revisión de los aspectos importantes del diseño sísmico de los edificios prefabricados y de sus sistemas de piso. Asimismo, se muestran recomendaciones de investigaciones recientes y de algunos reglamentos de diseño para el buen comportamiento sísmico de los sistemas de piso prefabricados.

Mediante el empleo de métodos de diseño apropiados para estructuras de concreto, como son el Método del Puntal y Tirante, el Método de los Elementos Finitos y el Método del Stringer y el Panel, se propone un procedimiento para el diseño de los sistemas de piso en edificios prefabricados, frente a fuerzas sísmicas en su plano.

Por último, se aplica el procedimiento propuesto para la revisión sísmica del sistema de piso de una estructura prefabricada a ensayarse en mesa vibradora, cuyo prototipo representa a un edificio prefabricado destinado a estacionamientos, ubicado en la ciudad de Acapulco y diseñado según el RCDF2004. Además, se realiza la validación analítica del espécimen prefabricado, para su ensaye en mesa vibradora.

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO Y SUS SISTEMAS DE PISO

2.1 Conceptos de diseño sísmico para edificios prefabricados

2.1.1 Requerimientos generales

En marcos resistentes a momentos construidos con elementos prefabricados, se busca encontrar una manera práctica y económica de conectar los elementos de concreto prefabricados entre ellos, de tal manera que se asegure una adecuada rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad del edificio. En muchos casos, esto se logra cuando el comportamiento de las conexiones entre elementos prefabricados se aproxima al de una estructura colada en sitio (monolítica), lo que se conoce como “emulación”. La emulación es muy bien acogida por los diferentes códigos de diseño, desde que se tiene un amplio conocimiento del buen comportamiento sísmico de las conexiones bien diseñadas en edificios colados en sitio. Estos reglamentos también dan libertad al diseñador de usar otros métodos para conectar elementos prefabricados, como es el uso de conectores mecánicos, que generalmente son barras o planchas metálicas que se sueldan en obra, como lo especifica el [ACI 318-05](#), en su sección [21.2.6](#). Sin embargo, estos métodos han sido poco probados en México y se tiene algunas evidencias de mal comportamiento frente a sismos, particularmente porque los detalles involucrados son muy complicados y generalmente con comportamiento frágil [Zermeño, 1992].

El diseño sísmico de las estructuras prefabricadas generalmente se realiza con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar; es decir, se usan las mismas fuerzas de diseño y se cumplen los mismos requisitos por ductilidad. En este sentido el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF2004) limita la ductilidad de edificios prefabricados a un factor de comportamiento sísmico, Q , de 2. Sin embargo, permite el uso de un factor Q igual a 3, cuando la estructura prefabricada emule a una colada en sitio y la conexión de los elementos se realice fuera de las secciones críticas. Pero como se mencionó en la introducción, el RCDF2004 no cuenta con un procedimiento específico de diseño de estas conexiones.

2.1.2 Diseño por capacidad y mecanismo de colapso

El diseño por capacidad en edificios prefabricados permite detallar adecuadamente los elementos del sistema lateral resistente de fuerza sísmica, en un evento sísmico severo, para que tengan una resistencia y ductilidad requeridas para la formación del mecanismo de colapso elegido. Se sabe que el mecanismo de columna fuerte-viga débil (rótulas plásticas en los extremos de las vigas de todos los niveles y en las bases

de las columnas del primer nivel), mostrado en la [figura 2.1](#), proporciona un adecuado comportamiento dúctil del edificio cuando éste se encuentra en su intervalo inelástico de deformación. Por otro lado, los elementos no incluidos para la formación del mecanismo de colapso y aquellos con una posible falla frágil, son diseñados con suficiente resistencia para que permitan el desarrollo de la capacidad de ductilidad del edificio.

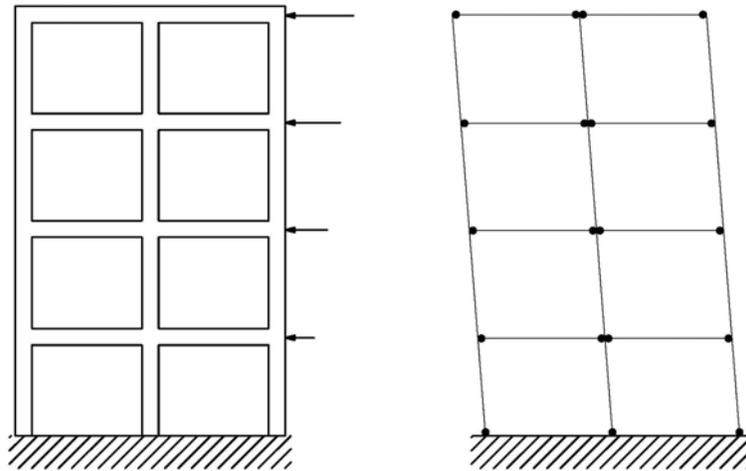


Fig. 2.1. Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil para un marco de concreto.

Si bien varios reglamentos, como es el caso del RCDF2004, prefieren evitar el empleo de conexiones en zonas de probables rótulas plásticas, es posible usar el diseño por capacidad para detallar adecuadamente la conexión y asegurar un comportamiento dúctil de la misma. Como se mencionó anteriormente, generalmente estas conexiones son diseñadas para que emulen el comportamiento de edificios colados en sitio.

2.2 Tipos de conexiones entre elementos prefabricados

Existen varios posibles tipos de conexiones entre elementos de concreto prefabricados que logran emular el comportamiento de una estructura monolítica. De entre la gran variedad de configuraciones, nos centramos en las usadas en Nueva Zelanda, las cuales han sido ampliamente probadas y han demostrado un buen comportamiento sísmico [Park, R. 1995, Guidelines, 1999]. Se trata de los sistemas 1, 2 y 3, mostrados en la [Fig. 2.2](#). El sistema 1; vigas prefabricadas entre columnas, se ha utilizado en México con algunas variantes [Carranza, R. et al, 1997]. Sin embargo, ensayos en laboratorio ante cargas laterales cíclicas reversibles, han mostrado que dicho arreglo, tal como se usa en la práctica mexicana, no presenta un comportamiento dúctil adecuado, debido principalmente a la falta de longitud de anclaje de las varillas inferiores de las vigas conectadas [Pérez et al, 1998; Rodríguez et al, 2002].

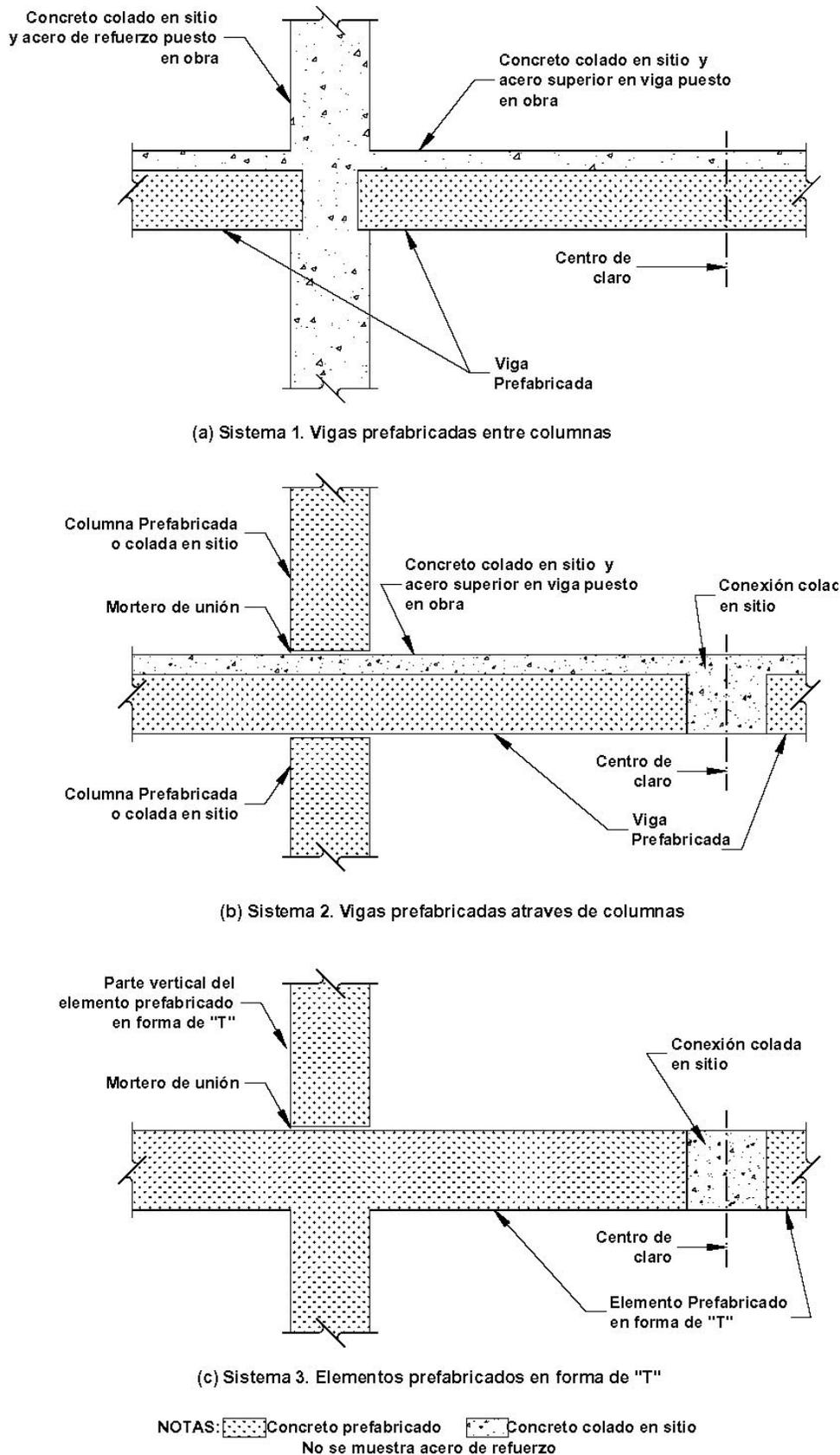


Fig. 2.2. Tipos de conexiones entre elementos prefabricados (Park, 1995)

Los sistemas 2 y 3 todavía no han sido usados en México. Una de las ventajas en usar el sistema 2, es que el nudo viga-columna, que generalmente está muy congestionado por los requisitos de acero por confinamiento, viene incluido en el elemento prefabricado (vigas) y se evita el dificultoso colado en sitio de esta parte del elemento. Por otro lado, las zonas de posibles rótulas plásticas en las vigas, ocurren dentro del elemento prefabricado, fuera de las secciones de unión entre estos elementos, las cuales se ubican en los centros del claro (Fig. 2.1,b). En contraposición, las tolerancias en la geometría tienen que ser más rigurosas. El sistema 3 es similar al sistema 2, con la diferencia de que la columna hace una sola pieza con la viga que soporta; son las llamadas unidades T prefabricadas. Este sistema tiene la desventaja de requerir un transporte y montaje muy especiales, debido al tamaño de las piezas a conectar.

2.3 Sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto

Otra parte esencial en el comportamiento sísmico de los edificios prefabricados es su sistema de piso. Al igual que los edificios de concreto colados en sitio, el sistema de piso en edificios prefabricados tiene que cumplir la función de diafragma; es decir, debe proporcionar continuidad entre todos los elementos del piso y distribuir las fuerzas horizontales generadas por el sismo, a los elementos laterales resistentes de fuerza sísmica. Una práctica común para conseguir este objetivo, y que ha dado buenos resultados, es el empleo de un firme de concreto colado en sitio sobre las unidades de losa prefabricadas. En este sentido, muchos reglamentos de diseño invocan el empleo de este firme para lograr la mencionada acción de diafragma, como es el caso del RCDF2004 y del Reglamento de diseño de Nueva Zelanda [NZS 3101].

La acción de diafragma se produce en virtud de la rigidez en el plano inherente en los sistemas de piso. Por esta misma razón es que se desarrollan fuerzas importantes en los diafragmas durante un evento sísmico.

Para edificios regulares en planta y de forma no muy alargada, el sistema de piso hace la función de diafragma rígido; es decir, es considerado con rigidez infinita en su plano. Si la planta es irregular, presentando volados, aberturas, etc., entonces es posible que el diafragma sea flexible.

Las características de los sistemas de piso prefabricados dependen del método de construcción y del tipo de unidad prefabricada usada, los cuales se detallan a continuación.

2.3.1 Procedimientos de construcción de sistemas de piso

2.3.1.1 Construcción Compuesta (*topped*)

En este procedimiento se emplea un firme de concreto colado en sitio, para proveer continuidad al sistema de piso. Es requerido por varios reglamentos de diseño para diafragmas prefabricados en zonas sísmicas [NZS 3101, RCDF2004]. El firme de concreto debe quedar adherido al elemento prefabricado el cual debe de tener la superficie rugosa, limpia y húmeda, antes de que el concreto sea colado.

Procedimientos actuales recomiendan el uso de una malla de refuerzo continuo dentro del firme para proveer una trayectoria sin interrupciones para las fuerzas en el plano del diafragma. Usualmente este refuerzo consiste en una malla electrosoldada (Fig. 2.3) diseñada para el control del agrietamiento, que si bien ayuda a resistir el cortante en el diafragma, no garantiza un buen comportamiento ante las fuerzas sísmicas que puedan actuar.

El firme debe de tener un espesor mínimo para garantizar el adecuado traslape de la malla electrosoldada y/o de cualquier otro refuerzo adicional. El Reglamento de Nueva Zelanda recomienda un espesor mínimo de 65 mm, mientras que el RCDF2004, en su sección 6.6.3, especifica un espesor mínimo de 60 mm, “si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más” y “En ningún caso será menor que 30 mm”.

2.3.1.2 Construcción no-compuesta (*pretopped/untopped*)

Son los sistemas de piso que usan unidades prefabricadas que ya tienen el peralte (o espesor del ala, para vigas doble T) requerido según el diseño por lo que no es necesario el uso del firme de concreto colado en sitio. Este tipo de construcción es usado en zonas de baja sismicidad. Las fuerzas entre unidades prefabricadas son transferidas mediante conectores mecánicos.

2.3.2 Tipos de sistemas de piso

2.3.2.1 Losas extruídas o alveolares

Son losas de concreto extruido y presforzado, el cual tiene ductos en su sección transversal en toda su longitud que permiten reducir su peso (Fig. 2.3.a). Son ampliamente usadas en países afectados por sismos, como es el caso de México.

Las losas alveolares en algunos casos se emplean sin firme de concreto en zonas con sismicidad moderada, en donde las fuerzas en el diafragma son resistidas mediante refuerzo por corte-fricción colocado en las llaves de corte entre las unidades prefabricadas. En zonas con sismicidad alta, estas losas son usadas con un firme de concreto colado en sitio, el cual viene reforzado generalmente con una malla electrosoldada (Fig. 2.3.a). En estos casos, la superficie superior de las losas extruidas requiere de alguna rugosidad para permitir la adherencia del firme de concreto. Para ciertas zonas del piso con corte elevado, como la zona adyacente a muros de corte, es necesario suministrar refuerzo que una el firme con la losa prefabricada. Dicho refuerzo puede ser colocado en las llaves de corte entre unidades prefabricadas o en agujeros hechos en los alveolos de las losas.

Debido a que las losas extruidas no contienen refuerzo secundario, su contribución para resistir fuerzas horizontales en el plano del diafragma es usualmente ignorada en zonas de sismicidad alta. Sin embargo, las losas extruidas restringen el pandeo del firme de concreto, permitiendo que la totalidad de la fuerza del diafragma sea resistido por éste.

2.3.2.2 Losas macizas

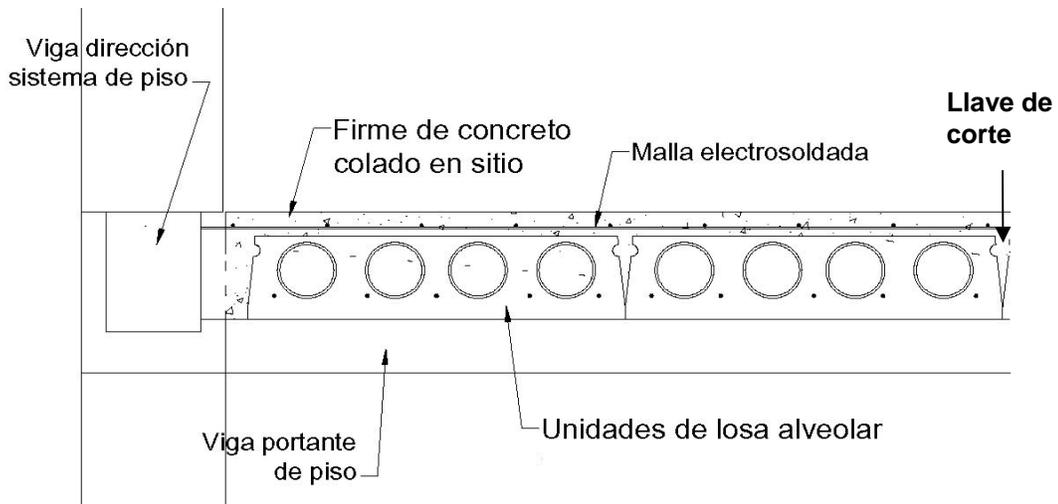
Al igual que las losas extruidas, pueden ser usados en conjunto con un firme de concreto o sin él. Estas losas macizas pueden ser reforzados y al ser usados con un firme de concreto, pueden resistir también parte de las fuerzas del diafragma.

2.3.2.3 Sistemas de vigueta y bovedilla

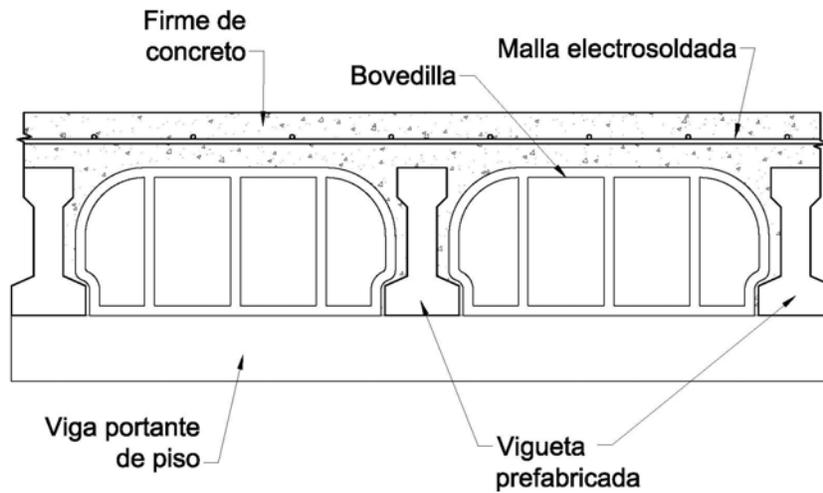
Estos sistemas usan viguetas de concreto pretensado típicamente de 150-200mm de ancho, y de 100 mm a 250 mm de peralte (Fig. 2.3.b). Entre las viguetas, las cuales actúan como cimbra permanente, se colocan bloques alveolares (bovedillas) de arcilla, concreto ligero, ó plástico. Luego se coloca un firme de concreto colado en sitio, con un espesor que usualmente varía de 100 mm a 175 mm. Estos sistemas requieren que el firme de concreto soporte tanto las cargas de gravedad, como las fuerzas del diafragma.

2.3.2.4 Vigas T y dobles T

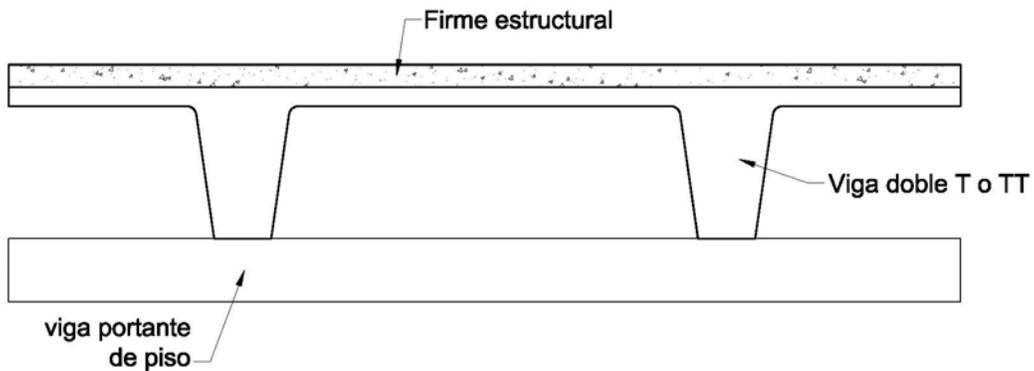
Las vigas pretensadas T y dobles T (Fig. 2.3.c) son usualmente usadas para pisos de grandes tramos. Estas pueden ser diseñadas para que actúen en conjunto con un firme de concreto colado en sitio o pueden tener el peralte necesario para ser usadas sin él.



a) Sistema de piso con losa alveolar y firme de concreto colado en sitio



b) Sistema de piso a base de vigueta y bovedilla.



c) Sistema de piso a base de vigas dobles T y firme de concreto

Fig. 2.3. Tipos de sistemas de piso típico en edificios prefabricados

2.4 Factores importantes en el comportamiento sísmico de sistemas de piso prefabricados

2.4.1 Requerimientos de apoyo para unidades de piso prefabricadas

Como parte del sistema de piso, los diafragmas deben mantener su capacidad para soportar las cargas de gravedad mientras resisten las cargas laterales. En los sistemas prefabricados, a diferencia de los sistemas monolíticos, un componente esencial de este requerimiento es el lograr un apoyo adecuado para las unidades prefabricadas. Este apoyo es brindado por la viga de soporte que generalmente se ubica en la dirección transversal a la del sismo de diseño, tal como se muestra en la [figura 2.4](#). El apoyo de las unidades prefabricadas puede verse peligrosamente disminuido y hasta perdido, en un evento sísmico fuerte, debido a una combinación de grandes desplazamientos del sistema lateral resistente, que empujan a las vigas de soporte, y a una mala estimación de la longitud de apoyo ([Fig. 2.4](#)). Es por este motivo que los sistemas de piso prefabricados son más susceptibles a la pérdida de su capacidad de soportar cargas verticales.

2.4.2 Demandas sísmicas de desplazamiento

El diseño sísmico de diafragmas debe de tomar en cuenta los desplazamientos impuestos en el diafragma por el sistema lateral resistente del edificio. Por ejemplo, durante fuertes demandas sísmicas en marcos resistentes a momentos, las elongaciones en las vigas asociadas a las zonas de rótulas plásticas pueden causar la separación de la columna ([Fig. 2.5](#)). En sistemas prefabricados esto puede llevar a la pérdida del apoyo de las losas prefabricadas, perdiéndose de esta manera su capacidad para resistir cargas verticales. Por otro lado, se pueden formar grietas anchas en la losa en la zona de los soportes, lo cual puede causar la fractura de la malla electrosoldada de refuerzo. En sistemas duales, como marcos con muros, la restricción de los desplazamientos incompatibles entre los dos sistemas, impondrá fuerzas elevadas en las conexiones entre las unidades de losa prefabricadas y en sus vigas de soporte.

2.5 Tolerancias de los sistemas prefabricados

Los detalles en la construcción estándar de edificios prefabricados, son llevados a cabo considerando la combinación probable de las tolerancias en la fabricación, construcción y montaje de los elementos prefabricados. Estas tolerancias son generalmente mostradas en los reglamentos de diseño. Si este no es el caso, el constructor debe de tener sus propias tolerancias, y realizar combinaciones probables de las mismas, en base a su experiencia.

El uso de tolerancias es de vital importancia en la construcción de edificios prefabricados. No tomarlas en cuenta o una mala estimación de ellas, puede llevar a reducir o incluso anular los límites de seguridad que se tiene en la construcción. Por ejemplo, el apoyo de las losas prefabricadas puede verse peligrosamente reducido, lo cual puede llevar a que en un evento sísmico severo, las losas pierdan su apoyo y se llegue al colapso del sistema de piso.

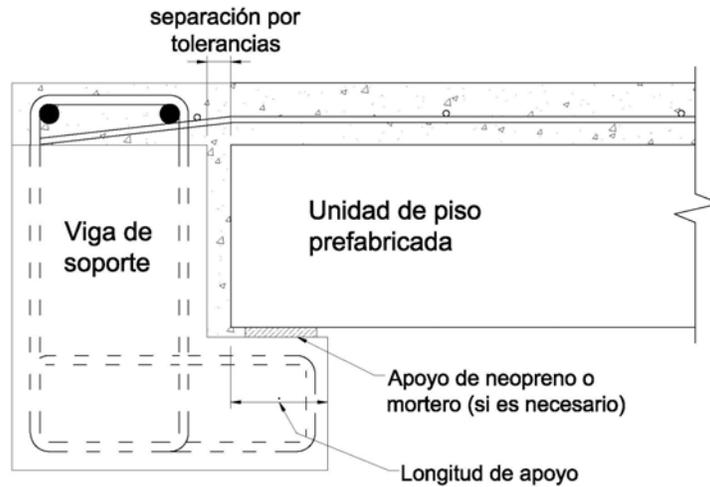


Fig. 2.4. Apoyo típico de sistemas de piso prefabricados.

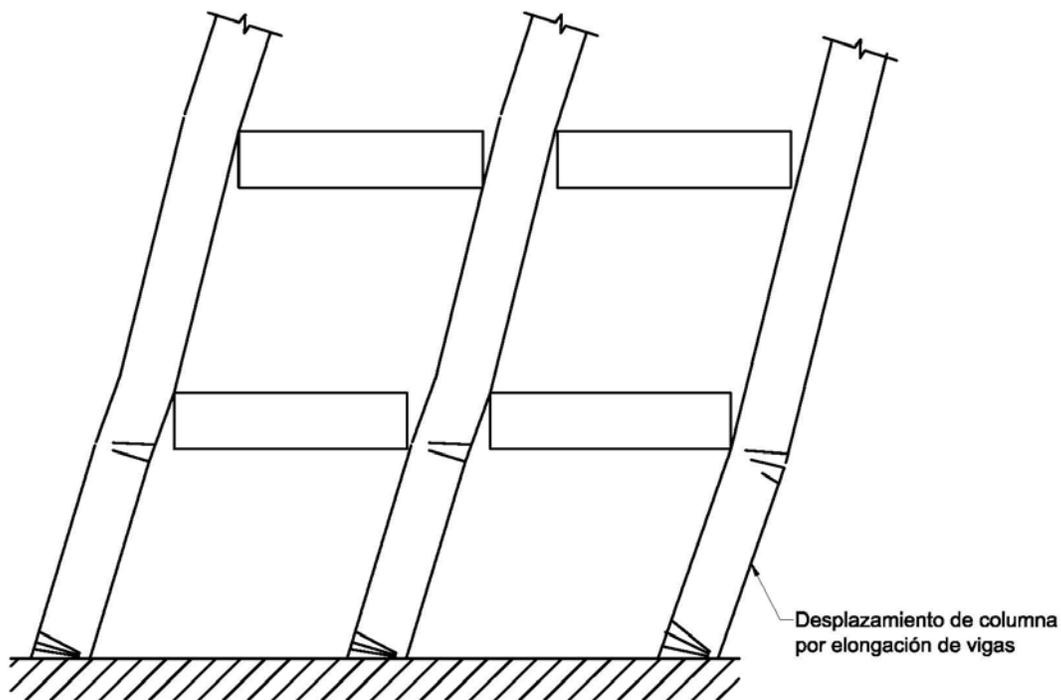


Fig. 2.5. Desplazamiento del sistema lateral resistente de un edificio, debido a la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas [Guidelines, 1999]

3. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

3.1 Conceptos generales

El diseño sísmico de diafragmas prefabricados requiere la determinación de las fuerzas de piso de diseño, transformación de estas fuerzas en acciones internas en el plano del diafragma (flujo de fuerzas en el diafragma), y suministro del refuerzo necesario para soportar dichas fuerzas. En las siguientes secciones se revisan los procedimientos indicados en los reglamentos del Distrito Federal [RCDF, 2004], Nueva Zelanda [NZS3101, 1995] y los Estados Unidos [ACI 318, 2005].

Usualmente, la magnitud de la fuerza de inercia en cada piso es estimada usando alguna técnica de diseño por capacidad, como lo establece el reglamento de Nueva Zelanda (NZS, 1995) o una distribución de fuerzas de diseño en los diafragmas basada en las cargas laterales equivalentes, como lo especifican el RCDF2004.

Un paso clave en el diseño de diafragmas es transformar las fuerzas de diseño en fuerzas internas en el diafragma (flujo de fuerzas en el diafragma). Para este fin, existen dos métodos indicados en los reglamentos. El primero de éstos es la analogía de la “viga horizontal” o “viga diafragma”, la cual es usada para el diseño de pisos regulares. Para diafragmas con configuraciones complejas, el Método del Puntal y Tirante (MPT) es muy recomendado. Sin embargo, hay evidencias de que el MPT da una buena predicción del comportamiento de los diafragmas en general. [McSaveney, 1997]

3.2 Filosofías de diseño sísmico de diafragmas prefabricados

Muchos investigadores recomiendan que los diafragmas prefabricados deban de comportarse elásticamente durante un sismo. De esta manera pueden mantener casi constante su rigidez en el plano, con lo que se consigue una acción de diafragma eficiente. Sin embargo, existen estudios indicando que los diseños actuales no previenen necesariamente de incursiones inelásticas del diafragma, en zonas de sismicidad altas (Fleischman et al, 2001). Estas incursiones pueden tener efectos severos si el diafragma no ha sido diseñado para tener cierta capacidad dúctil. En este sentido, se pueden producir colapsos como los observados en muchos edificios de estacionamientos durante el sismo de Northridge (EERI, 1994).

Estudios recientes recomiendan el diseño por capacidad, como la manera más apropiada de lograr el diseño elástico del diafragma (Nakaki, 2000). Sin embargo, el diseño por capacidad no garantiza por sí mismo un buen comportamiento sísmico de los diafragmas, ya que se tienen que tomar en cuenta otros factores, como son la adecuada elección de las fuerzas sísmicas en los pisos y su distribución o trayectorias en el diafragma.

En el Reglamento Neozelandés, por otro lado, se considera que las acciones sísmicas en el diafragma permanezcan dentro del intervalo elástico para el sismo de diseño. Sin embargo, se requieren de estudios especiales para cuando en un caso excepcional se quiera diseñar al diafragma para que responda de una manera dúctil. En este reglamento, las fuerzas laterales son determinadas mediante un diseño por capacidad, tal como se describe en la [sección 3.4](#). Luego, son transformadas en fuerzas internas en el diafragma para determinar su resistencia requerida al corte y a flexión. El propósito del procedimiento indicado en este reglamento es garantizar que el diafragma no esté sometido a deformaciones inelásticas importantes [Guidelines, 1999].

Los requerimientos del Reglamento para los Estados Unidos, para el diseño sísmico de diafragmas, están basados en el estado límite último. Sin embargo, para el sismo de diseño, intentan mantener al diafragma en su intervalo de comportamiento elástico. Por este motivo, se usa un factor de reducción de resistencia bastante bajo de 0.6, con lo que se consigue aumentar el refuerzo necesario para resistir las fuerzas sísmicas y por consiguiente, evitar que éste fluya. Además, el acero usado para guiar las fuerzas internas en el diafragma al sistema lateral resistente (*collector steel*) es calculado considerando la sobrerresistencia del sistema lateral resistente. Por otro lado, se limita la relación claro a peralte del diafragma, a no más de una relación de 3:1, con la finalidad de minimizar las deformaciones excesivas del diafragma para el sismo de diseño. Si bien este reglamento contiene requerimientos que intentan mantener al diafragma elástico, al no contener un procedimiento racional de diseño elástico, tiene requerimientos que proveen al diafragma de cierta capacidad dúctil. Debido a estas incongruencias es que actualmente se está trabajando en el desarrollo de una metodología más coherente de diseño para los diafragmas de concreto.

3.3 Efectos de las cargas de servicio en los sistemas de piso prefabricados

Estos efectos son más importantes para los sistemas de piso prefabricados que para las losas coladas en sitio, debido principalmente a que el firme de concreto usado es de un espesor pequeño y por la presencia de numerosas juntas existentes entre las unidades prefabricadas. Así, el comportamiento de los diafragmas prefabricados se ve fuertemente influenciado por el flujo plástico, la contracción, y la durabilidad del

3. Criterios de diseño sísmico de sistemas de piso prefabricados

concreto. En este sentido los reglamentos tienen recomendaciones basadas en el control del agrietamiento y de la deflexión, con lo que se intenta una adecuada durabilidad de la estructura y buena apariencia y utilidad de los elementos no estructurales. Sin embargo, el efecto del agrietamiento en la rigidez y en la trayectoria de las fuerzas sísmicas también debe de ser considerado en el diseño.

Además, el agrietamiento, la deflexión y el deterioro debido a las cargas de servicio, pueden afectar el comportamiento último del edificio cuando esté sometido a cargas sísmicas. Por tanto, es necesario requerimientos más estrictos o adicionales para evitarlo.

Las unidades pretensadas de grandes claros están sujetas a flujo plástico y contracción pronunciadas. Para un comportamiento sísmico satisfactorio, las conexiones del diafragma con el sistema lateral resistente del edificio, deben de ser detalladas de tal manera que acomoden los movimientos de las unidades pretensadas sin que se generen fuerzas de reacción elevadas.

3.4 Fuerzas para el diseño sísmico en sistemas de piso prefabricados

El Reglamento de Nueva Zelanda [NZS3101, 1995] emplea el diseño por capacidad, para el estado del límite último, con la finalidad de estimar la magnitud de las fuerzas laterales de piso, incluyendo los efectos de la sobrerresistencia. Sin embargo, la selección de las fuerzas laterales debe hacerse de una manera conservadora, en vista de que se pueden presentar grandes fuerzas de inercia en ciertos pisos debido a los efectos de modos superiores.

El Reglamento de los Estados Unidos usa un método de fuerza lateral equivalente para calcular la fuerza sísmica de diseño en los diafragmas [ICBO, 1997]. Las fuerzas de diseño en cada nivel, F_{px} , son especificadas por una distribución basada en las fuerzas laterales equivalentes F_i . Pero sus valores difieren de estas últimas debido a que representan estimaciones de los valores individuales máximos en cada nivel. La distribución vertical de las fuerzas de diseño en los diafragmas, especificada por los códigos americanos, produce una resistencia en el diafragma que se incrementa con la altura. Las fuerzas en los diafragmas están limitadas por valores de diseño mínimos y máximos basados en un porcentaje del peso del piso [BSSC, 2000].

En el RCDF2004, las fuerzas sísmicas en las losas de piso se obtienen a partir de un modelo simplista que permite obtener las aceleraciones absolutas de piso, ante acciones sísmicas, como la suma de la

aceleración máxima del terreno (a_0) y las aceleraciones relativas de piso (c'_i) que resultan de dividir la carga lateral equivalente a la fuerza sísmica, del nivel F_i , entre el peso del nivel i .

3.5 Fuerzas internas en diafragmas prefabricados

3.5.1 Analogía de la viga horizontal

La analogía de la viga horizontal es típicamente usada para el diseño de diafragmas regulares en planta [Gates, 1981]. Las fuerzas sísmicas de diseño son aplicadas en cada nivel como una carga distribuida en el plano del diafragma, a lo largo de su longitud. Sin embargo, se debe prestar atención a la ubicación de las cargas a lo largo del peralte del diafragma, ya que esta posición afecta a las fuerzas internas de tensión. Los elementos verticales del sistema lateral sirven como los apoyos de la viga. Con estas consideraciones, se calculan los momentos y fuerzas cortantes en el plano de la viga.

En este procedimiento, es práctica común diseñar el refuerzo concentrado por flexión (chord steel) para soportar por si solo la demanda del momento flector en el plano; y diseñar el refuerzo distribuido (web) para que soporte el total de las fuerzas cortantes en el plano, que se producen en las juntas entre paneles paralelas a la dirección de la carga

3.5.2 Método del puntal y tirante

Este método será descrito más ampliamente en la [sección 4.3](#). El método del puntal y tirante es más completo que el método de la viga horizontal. Así por ejemplo, las normas neozelandesas [NZS, 1995] obligan el uso de un análisis racional para diseñar y detallar los caminos de las fuerzas internas para casos de diafragmas irregulares, y recomienda el Método del puntal y tirante. Sin embargo, muchos investigadores recomiendan el empleo de este método en todos los casos, debido a que es fácil de aplicarlo en casos de diafragmas simples y regulares [Menegotto, 2002].

Detalles de cómo aplicar el método del puntal y tirante para el diseño de elementos de concreto en general, se pueden encontrar en los Apéndices A del Reglamento de Nueva Zelanda [NZS, 1995] y del ACI [ACI-318, 2005].

3.6 Refuerzo sísmico de diafragmas prefabricados

3.6.1 Tipos de refuerzo

La presencia de juntas en el sistema de piso prefabricado reduce la capacidad en el plano del diafragma asociada a su espesor nominal total. Por tanto, los detalles críticos generalmente ocurren en las juntas entre unidades prefabricadas. Incluso en sistemas de pisos prefabricados de construcción compuesta (con un firme de concreto), las secciones de la losa sobre las juntas sirven como planos de debilitamiento. Precisamente, estas secciones están frecuentemente agrietadas por efectos de las cargas de servicio. De esta manera, el refuerzo que cruza dichas secciones es típicamente una combinación de barras de refuerzo, conectores mecánicos o malla electrosoldada.

3.6.1.1 Conectores mecánicos entre elementos prefabricados

Estudios experimentales han mostrado que los conectores mecánicos pueden experimentar una reducción considerable de su capacidad al corte si son sometidos simultáneamente a corte y tensión. Esta información es crucial en el diseño de diafragmas debido a que las fuerzas de tensión son ignoradas en el diseño del refuerzo distribuido (malla). Sin embargo, para que el diafragma desarrolle su capacidad a momento flexionante, tienen que aparecer fuerzas de tensión en el refuerzo distribuido. Por otro lado, los conectores mecánicos son menos deformables que los aceros de refuerzo para el concreto. Es así que pueden llegar a su deformación de fluencia, para deformaciones medianas en el diafragma. Por este motivo, los conectores mecánicos típicos limitan severamente el rango elástico del diafragma y también su capacidad resistente a momento

3.6.1.2 Malla de acero electrosoldada

Esta malla es usada a menudo como refuerzo del diafragma. Sin embargo, su aplicación principal es la del control del agrietamiento, debido a que no posee una ductilidad suficiente para resistir las demandas sísmicas que envuelven deformaciones plásticas. Las demandas de ductilidad en los diafragmas se producen generalmente en las zonas cercanas a las articulaciones plásticas de las vigas que forman parte del sistema lateral resistente a fuerza sísmica, y en las zonas cercanas a las columnas, en donde existe incompatibilidad de desplazamientos. Además, las grietas producidas por las cargas de servicio pueden producir también demandas inelásticas. Por esta razón, es que el diseño de la malla electrosoldada como único refuerzo del firme de concreto, debe de ser conservador.

La ductilidad local de la malla puede ser incrementada con espaciamientos relativamente grandes en ella. Se recomienda separaciones mínimas de 25 cm. x 25 cm.

3.6.2 Detallado sísmico de diafragmas

3.6.2.1 Necesidad de un detallado por ductilidad en diafragmas

Los diafragmas generalmente no son considerados parte del sistema primario de disipación de energía de una estructura. Sin embargo, pueden presentarse demandas de ductilidad en ciertas regiones del mismo; por ejemplo, cerca de las zonas de articulaciones plásticas en vigas. Por tanto, si bien se espera que los diafragmas prefabricados permanezcan dentro del intervalo elástico durante un sismo, ciertas áreas específicas pueden requerir un detallado por ductilidad [Bull, 1997]. Por otro lado, para sismos severos, se requiere la formación de un apropiado estado límite para prevenir una falla no-dúctil del diafragma, a menos que se asegure un comportamiento elástico del mismo.

3.6.2.2 Detallado para acomodar desplazamientos localizados

Las unidades prefabricadas deben ser detalladas para acomodar los desplazamientos localizados impuestos por el sistema primario resistente de carga lateral. Estos desplazamientos son debidos principalmente a:

- Formación de rótulas plásticas en las vigas de soporte de marcos dúctiles resistentes a momentos y la elongación asociada a éstas, como resultado de la fluencia del acero. La elongación de las vigas puede causar la caída de los diafragmas en eventos extremos.
- Transmisión de las fuerzas internas cerca a huecos en diafragmas irregulares en planta.
- Zonas de demanda de desplazamiento, como son los nudos de modelos de puntal y tirante usados para el diseño del diafragma.

Existen dos procedimientos para hacer frente a estas acciones: 1) Aislar las unidades prefabricadas de toda demanda fuerte de desplazamiento, con apoyos deslizantes o juntas compresibles, como es el caso de los apoyos de neopreno (Fig. 2.4), 2) Reforzar las unidades prefabricadas y el firme de concreto -si existiese- para proveer adecuada ductilidad para resistir el desplazamiento impuesto por el sismo.

3.6.2.3 Detallado para la malla de refuerzo

La malla de refuerzo tiene que ser detallada empleando un diseño por capacidad para prevenir el estado límite de corte no dúctil, y garantizar el desarrollo del estado límite de flexión, para una condición de

sobrecarga sísmica. Esto se logra con el refuerzo necesario para obtener una capacidad adecuada por corte que permita el desarrollo de la resistencia del refuerzo por flexión. Una técnica empleada es considerar un factor de resistencia para la malla de refuerzo, mucho menor que el usado para el refuerzo por flexión. Farrow y Fleischman (2001) proponen usar un factor de reducción de resistencia, $f = 0.6$ para la malla de refuerzo y $f = 0.9$ para el refuerzo por flexión.

Además de proveer una adecuada resistencia al corte, se debe de verificar las demandas de deformación de la malla de refuerzo. Farrow y Fleischman (2001) relacionaron las demandas globales de análisis dinámicos con las demandas locales de ductilidad de análisis pushover y encontraron que la malla electrosoldada no posee suficiente ductilidad para acomodar las demandas máximas requeridas de deformación por tensión. Ellos sugieren no incluir la contribución al corte por fricción de la malla de refuerzo en regiones del diafragma con flexión elevada, a menos que un diseño elástico sea asegurado. En efecto, deformaciones elevadas pueden producir fallas locales en el diafragma, como se mencionó anteriormente.

3.6.2.4 Detallado para la acción de puntal y tirante

Los nodos de los modelos de puntal y tirante deben de tener refuerzo especial para acomodar las demandas de ductilidad. Particularmente, los nodos formados por las columnas, estarán sometidos a fuerzas importantes de tensión, debido a la incompatibilidad de desplazamientos.

3.6.2.5 Detallado para la transferencia de la fuerza sísmica hacia el sistema vertical resistente

Se debe garantizar la transferencia de fuerzas hacia el sistema vertical, durante un evento sísmico. Para esto, se tiene que tener bien identificado el flujo de fuerzas en el diafragma, con lo cual se pueden detallar los elementos de anclaje respectivos, y el refuerzo necesario para la buena transmisión de las fuerzas. Se han atribuido malos comportamientos sísmicos de estructuras frente a terremotos, a un inadecuado anclaje del diafragma hacia los elementos del sistema lateral [Bull 1997]. Generalmente, las regiones del sistema de piso cercanas a los elementos verticales presentan daño localizado debido a la formación de rótulas plásticas de dichos elementos. Se recomienda que el refuerzo a utilizar esté anclado tanto al sistema lateral como al diafragma [Bull 1997].

3.7 Estados límite de resistencia de los diafragmas prefabricados

3.7.1 General

En diafragmas de concreto prefabricados se pueden identificar los siguientes estados límite de resistencia: (1) falla del refuerzo para guiar las cargas (*collector*) o de anclaje hacia los elementos del sistema lateral; (2) falla por corte del refuerzo distribuido (malla); (3) falla a tensión del refuerzo distribuido (malla); y (4) falla a flexión del refuerzo concentrado de flexión (*chord steel*). De estos, solamente el estado límite del refuerzo de flexión (*chord steel*) es el deseado en una situación de sobrecarga sísmica, en virtud de que presenta una falla dúctil. Por tanto, un requerimiento esencial en el detallado de diafragmas prefabricados, es la eliminación de modos de falla no-dúctiles que envuelven al refuerzo distribuido (malla) y al usado para transmitir las cargas al sistema lateral (*collector steel*)

3.7.2 Estado límite de corte del refuerzo distribuido (malla)

Para refuerzos distribuidos típicos (mallas electrosoldadas) el estado límite de corte no es dúctil, y produciría una falla local del sistema de piso. Esta falla puede causar la pérdida de la habilidad del diafragma para proveer la transferencia de fuerzas, pudiendo generar un colapso progresivo de toda la estructura. Por lo tanto, este estado límite debe de ser evitado. Sin embargo, análisis de diafragmas han mostrado que el estado límite de corte se produce antes de que el diafragma haya alcanzado su resistencia a la flexión (Fleischman 2002, Wood et al 2000). Por esta razón, se sugiere un diseño por capacidad para el refuerzo distribuido, relativo al refuerzo de flexión.

3.7.3 Estado límite de flexión del refuerzo distribuido (malla)

La flexión en el plano del diafragma produce deformaciones de tensión en la malla de refuerzo. Estas deformaciones se concentran en las juntas entre las unidades prefabricadas, en regiones elevadas de flexión en el plano. Las deformaciones de tensión pueden limitar la fuerza resistente del diafragma, debido a la baja capacidad de deformación elástica de la malla de refuerzo. Además, la malla electrosoldada no posee suficiente ductilidad para asegurar el desarrollo de un mecanismo dúctil de flexión. En este sentido, el ACI-318-05, recomienda separaciones mínimas de 25 cm.x 25 cm. en lugar de 15 cm. x 15 cm. con la finalidad de mejorar la capacidad dúctil de la malla.

3.8 Recomendaciones para evitar la pérdida del apoyo de las unidades prefabricadas

3.8.1 Dimensión de apoyo mínimo recomendado

El apoyo mínimo recomendado para sistemas de piso prefabricados debe considerar las tolerancias en la construcción y los efectos de la respuesta sísmica del sistema frente a un terremoto [McSaveney, 1997]. El código Neozelandés especifica una longitud mínima de apoyo de $1/180$ de la longitud libre y no menos que 50 mm. para losas macizas o extruidas; y 75 mm. para vigas T o viguetas (Fig. 2.4).

Estas longitudes mínimas de apoyo podrán ser aumentadas cuando se prevea fuertes incursiones inelásticas del edificio que produzcan plastificaciones (rótulas plásticas) en los extremos de las vigas de los marcos laterales en la dirección de la losa, pudiendo alcanzar rotaciones inelásticas importantes que hagan que el apoyo de las unidades prefabricadas se reduzca.

3.8.2 Detallado para evitar la pérdida del apoyo

El código neozelandés [NZS3101, 1995] presenta también diversas opciones para garantizar la transferencia de la carga vertical, si los apoyos se pierden debido a las tolerancias o efectos del sismo. La idea es mantener el diafragma relativamente intacto en un evento sísmico. Por ejemplo, las losas extruidas permiten una fácil instalación de barras de conexión que mejoran la capacidad de las losas para acomodar los efectos sísmicos que causan la pérdida del apoyo.

Existen diversos tipos de refuerzo especial de soporte para las unidades de losas prefabricadas, algunos de los cuales proporcionan una continuidad en la unión con la viga prefabricada de soporte, con lo que es posible desarrollar un momento negativo. Sin embargo, si las unidades de losa prefabricadas recorren una sola crujía, lo más conveniente es hacer que el apoyo de éstas funcione como un apoyo simple (Fig. 2.4).

4. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

4.1 General

Se acepta que los sistemas de piso son una parte importante para el buen comportamiento sísmico de los edificios prefabricados, ya que mediante la acción de diafragma proporcionan continuidad entre todos los elementos del piso y distribuyen las fuerzas sísmicas en su plano hacia los elementos laterales (columnas y/o muros). Sin embargo, los sistemas de piso prefabricados son más vulnerables a las acciones sísmicas, que los pisos de estructuras coladas en el lugar, debido a que la acción de diafragma depende grandemente de la buena conexión de las unidades prefabricadas, entre ellas mismas y entre éstas y el sistema lateral de soporte. Además, debido precisamente a la acción de diafragma es que se producen fuerzas importantes en los sistemas de piso durante un evento sísmico. Por tal motivo, el procedimiento de diseño sísmico de estos elementos debe de ser adecuado.

En este capítulo se propone un procedimiento de diseño para sistemas de piso de construcción compuesta; es decir, que usan un firme de concreto colado en sitio, para resistir fuerzas sísmicas en su plano. Se aplica para casi todos los tipos de sistemas de piso como los siguientes: losas extruidas, losas macizas, Vigas T y dobles T. El procedimiento que se propone considera varios aspectos del proceso de diseño como la determinación de las fuerzas de piso de diseño; transformación de estas fuerzas en acciones internas en el plano del diafragma (flujo de fuerzas en el diafragma); y, suministro del refuerzo necesario para soportar dichas fuerzas.

Para la transformación de las fuerzas de diseño en acciones internas en el diafragma, usamos el método del puntal y tirante (el cual se detalla en la [sección 4.3](#)) y el método de los elementos finitos (detallado en la [sección 4.5.4](#)). Mediante ambos métodos se obtienen las trayectorias y los valores de las fuerzas sísmicas en el sistema de piso, lo que permite identificar las zonas críticas a reforzar, como se muestra en las secciones siguientes. Así mismo, mediante el método del puntal y tirante, se puede calcular la capacidad resistente del sistema de piso diseñado. La resistencia del sistema de piso así calculada, corresponde al estado último; es decir, al colapso de la estructura.

Por último, se plantea la verificación del procedimiento propuesto haciendo uso del Método del Stringer y el Panel [Blaauwendraad et al, 1996], el cual se detalla en la [sección 4.4](#). Mediante este método, se puede obtener de manera directa la capacidad última del sistema de piso.

4.2 Hipótesis del comportamiento de los sistemas de piso prefabricados

4.2.1 Acción de diafragma

Como se ha mencionado, el sistema de piso de edificios prefabricados tiene que cumplir la función de diafragma; es decir, tiene que unir a los elementos del piso y transmitir las fuerzas sísmicas en su plano a los elementos verticales. Esta acción se produce en virtud de la rigidez en el plano inherente de los sistemas de piso. En los sistemas de piso de construcción compuesta, esta función es posible gracias al empleo de un firme de concreto colado en sitio, sobre las unidades de losa prefabricadas. Por lo que para el procedimiento propuesto, se acepta que se cumple la función de diafragma.

Por otro lado, para edificios regulares en planta, de forma no muy alargada, el sistema de piso tiene la función de diafragma rígido; es decir, es considerado con rigidez infinita en su plano. Por tal motivo, se admite que los grados de libertad de traslación y rotación en el plano, de todos los nudos del piso, están relacionados entre sí, como si formaran parte de un cuerpo rígido. Esta hipótesis deja de ser válida para diafragmas flexibles; es decir, cuando la planta del edificio es irregular o presenta huecos considerables en su interior. En este sentido, varios reglamentos tienen requerimientos para decidir si un diafragma es rígido o flexible. Por ejemplo, el Reglamento de los Estados Unidos clasifica a un diafragma como flexible, cuando su deformación es más de dos veces la distorsión de entrepiso asociada [ICBO, 1997]. En cambio, el RCDF2004 no cuenta con alguna ayuda al respecto.

4.2.2 Firme de concreto para resistir la totalidad de la fuerza sísmica del diafragma

El firme de concreto colado sobre los elementos prefabricados, es usado para lograr la acción de diafragma. Para lo cual tiene que contar con acero de refuerzo que generalmente consiste en una malla de acero electrosoldada. El espesor del firme de concreto es relativamente delgado si se compara con el peralte de las unidades de piso prefabricadas. Sin embargo, debido a que estas unidades no contienen refuerzo secundario, su contribución para resistir las fuerzas horizontales en el plano del diafragma es usualmente ignorada en zonas de sismicidad alta. En realidad se puede considerar que el firme de concreto se comporta como un elemento tipo membrana; es decir, está sometido únicamente a fuerzas en su plano y cuenta con grados de libertad de traslación y rotación también en su plano únicamente.

Por lo tanto, el procedimiento propuesto se enfoca en el diseño del firme de concreto como un elemento tipo membrana, con el fin de que éste resista la totalidad de la fuerza sísmica generada en el diafragma.

Por otro lado, se supone que el firme de concreto se encuentra agrietado, como resultado de las juntas de construcción que existen entre las unidades prefabricadas. Por esta razón se desprecia la contribución del concreto para resistir fuerzas de tensión y se supone que estas fuerzas son resistidas exclusivamente por el refuerzo del firme (malla electrosoldada).

4.2.3 Refuerzo del firme de concreto y práctica mexicana

Como ha sido mencionado, el refuerzo del firme de concreto consiste usualmente en una malla de acero electrosoldada, que en México, es diseñada solamente por cambios volumétricos y no para las fuerzas sísmicas que se generan en el diafragma. Por tal motivo, este refuerzo mínimo, si bien ayuda a resistir el cortante en el diafragma, no garantiza su buen comportamiento para las fuerzas en el diafragma que puedan generarse durante un sismo.

Se recomienda que la malla de refuerzo sea diseñada para que se comporte elásticamente debido a que no posee suficiente ductilidad para resistir las demandas sísmicas. De esta manera, la formación de grietas anchas en regiones donde se concentran demandas sísmicas (como las zonas del diafragma cercanas a las articulaciones plásticas de las vigas) puede causar la fractura de la malla electrosoldada y con ello, producir fallas locales en el diafragma.

Como se estudió en el [capítulo 3](#), es necesario colocar acero de refuerzo concentrado en regiones del diafragma cercanas a los elementos del sistema lateral resistente de fuerza sísmica (el llamado acero colector o de anclaje), ya que en esas zonas se concentran las demandas sísmicas. El procedimiento que se propone permite identificar estas zonas.

4.2.4 Modelo analítico del firme de concreto

Como se ha mencionado la resistencia del sistema de piso para las fuerzas del diafragma, está proporcionada por el firme de concreto, el cual lleva un refuerzo distribuido (malla electrosoldada) y, al estar restringido verticalmente por las unidades de piso prefabricadas, se comporta como un elemento tipo membrana.

En la literatura existen varios modelos para el análisis de estos tipos de elementos. Así, el firme de concreto puede ser analizado como un elemento tipo placa con comportamiento de membrana, y un análisis por elementos finitos. Otra alternativa es considerar al firme de concreto como un panel de

cortante, con propiedades propias analítico-experimentales, tal como lo plantea la Teoría modificada del Campo en Compresión [Collins et al, 1986], como se describe más adelante.

4.3 Método del Puntal y Tirante (*Strut and Tie Method*)

4.3.1 Conceptos básicos

El método del puntal y tirante es una generalización de la analogía de la armadura introducida por Ritter [Ritter, 1899] y Morsch [Morsch, 1912]. Surge con la finalidad de encontrar un concepto de diseño estructural aceptable, que sea congruente y válido para cualquier parte de una estructura de concreto reforzado, y que permita un entendimiento del fenómeno físico en estudio.

El método se basa en el hecho de que las estructuras de concreto reforzado soportan las cargas mediante un conjunto de esfuerzos de compresión los cuales son distribuidos e interconectados por tirantes en tensión. En tal sentido, los modelos de puntal y tirante representan todos los esfuerzos en la estructura, mediante elementos en compresión (puntales) y elementos en tensión (tirantes), los cuales se unen en nudos.

4.3.2 Modelos de puntal y tirante

El método del puntal y tirante modela a una estructura de concreto mediante una armadura compuesta por puntales y tirantes. Por ejemplo, la viga de gran peralte mostrada en la [figura 4.1](#), puede ser modelada mediante la armadura mostrada en la [figura 4.2](#). Los puntales representan campos de compresión del concreto, mientras que los tirantes pueden ser barras de refuerzo, tendones de preesfuerzo, o simplemente campos en tensión del concreto. Para estructuras de concreto prefabricado, como se mencionó anteriormente, se supone que el firme de concreto se encuentra agrietado, por lo que los tirantes para este caso están formados únicamente por el acero de refuerzo del firme.

Para resolver la armadura así formada, primero se encuentran las reacciones externas, correspondiente a las columnas y/o muros, mediante un análisis global del sistema. Luego, se hallan las fuerzas en cada uno de los puntales y tirantes, mediante el equilibrio de fuerzas en los nudos. Las deformaciones de la estructura de concreto, son tomadas en cuenta restringiendo los ángulos de los puntales y tirantes a valores no muy pequeños. Se recomiendan ángulos mayores a los 22° (grados sexagesimales), [Schlaich et al, 1987]

A través de los modelos de puntal y tirante se pueden visualizar el camino de las fuerzas en el diafragma, desde su punto de aplicación hasta los elementos de soporte, y se pueden identificar las zonas de la estructura de mayor demanda.

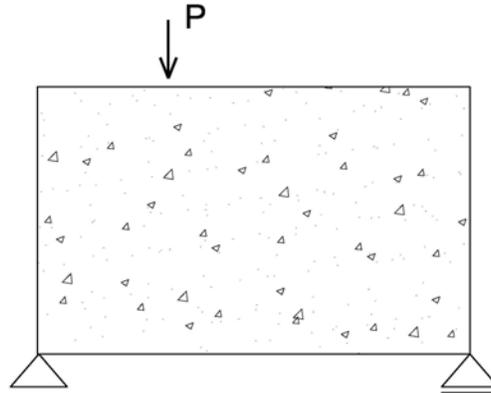


Fig. 4.1. Viga de gran peralte de concreto reforzado, sometida a la carga puntual P.

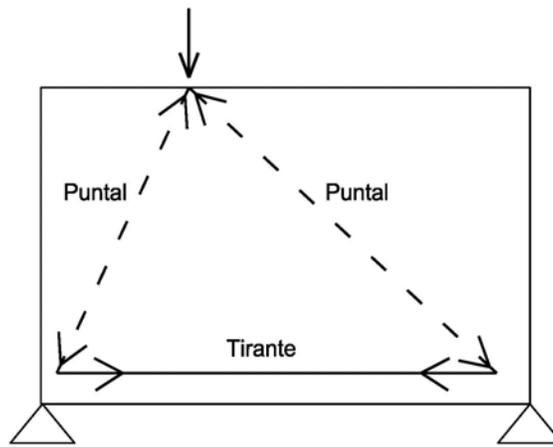


Fig. 4.2. Modelo de puntal y tirante para la viga de la [figura 4.1](#).

4.3.3 Modelo de puntal y tirante óptimo

Para obtener los beneficios de este método, es necesario elegir el modelo de puntal y tirante más adecuado, de entre muchos otros que igualmente resuelven la estructura en estudio. Para tal fin, es de mucha ayuda darse cuenta de que las cargas busquen trayectorias donde desarrollen las menores fuerzas y deformaciones. Este criterio para encontrar el modelo óptimo, puede ser formulado matemáticamente mediante el principio de la energía de deformación mínima ó trabajo interno mínimo. Según este criterio,

el modelo de puntal y tirante óptimo debe ser el que presente el menor trabajo interno. Matemáticamente, este principio se expresa como:

$$\sum F_i l_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo}$$

Donde:

ε_{mi} : deformación unitaria promedio del puntal o tirante i .

F_i : fuerza en el puntal ó tirante i

l_i : longitud del puntal ó tirante i

Así, los modelos que presentan un menor trabajo interno, son menos conservadores que los que presentan un mayor trabajo; es decir, predicen con mayor exactitud la resistencia del firme de concreto.

Por otro lado, varios investigadores proponen construir los modelos de puntal y tirante siguiendo las trayectorias de los esfuerzos principales que arroja un análisis elástico de la estructura [Schlaich et al, 1987]. Si bien para ciertos casos de estructuras y de cargas, la geometría de los modelos de puntal y tirante puede variar de la distribución de los esfuerzos elásticos; en general, esta distribución es de gran ayuda para la elaboración de los modelos de puntal y tirante difíciles de predecir.

4.3.4 Detalle de los elementos de los modelos de Puntal y Tirante

4.3.4.1 Puntal

Como se mencionó anteriormente, los puntales representan campos de compresión en el concreto, por lo que sus anchos no debieran ser muy angostos. Éstos generalmente quedan definidos por las zonas críticas de los nudos del modelo.

El diseño de los puntales se realiza por compresión y/o esfuerzos de aplastamiento, teniendo en cuenta estados uniaxial, biaxial o triaxial de esfuerzos de compresión y/o tensión.

En forma general, la sección transversal del puntal “ j ” tiene que satisfacer:

$$A_j \geq P_j / f_{ce}, \quad f_{ce} = \text{factor} \times f'_c, \quad (\text{factor} < 1)$$

El factor de reducción para la resistencia del concreto f'_c , depende del estado de carga del concreto (compresión, tensión, o una combinación de ambos)

4.3.4.2 Tirante

Aunque las fuerzas en los tirantes de los modelos de puntal y tirante, se pueden considerar como fuerzas concentradas, el refuerzo seleccionado debe de estar normalmente distribuido en el espacio apropiado.

Los tirantes pueden seguir un arreglo similar al del refuerzo de la estructura, el cual generalmente es paralelo a las superficies de concreto (bordes del elemento), y en base a los requerimientos de distribución de grietas. Recíprocamente, se recomienda que los ejes del acero de refuerzo coincidan con los ejes de los tirantes en el modelo.

En forma general, la sección transversal del tirante “i” tiene que satisfacer:

$$A_i \geq T_i / f_y$$

Además, se tiene que proveer de un buen anclaje en los nudos ya que se tiene que hacer frente a demandas de ductilidad concentradas; especialmente si estos nudos están formados por las columnas del sistema lateral resistente de fuerza sísmica.

4.3.4.3 Nudos

Los nudos son una parte importante de los modelos de puntal y tirante, ya que su detalle afecta el flujo de las fuerzas en la estructura de concreto. Por otro lado, existe una relación muy cercana entre el detallado de los nudos y la resistencia de los puntales que se apoyan y de los tirantes anclados en ellos.

Los nudos de los modelos de puntal y tirante deben de tener refuerzo especial para acomodar las demandas de ductilidad. Particularmente, los nudos formados por las columnas, estarán sometidos a fuerzas importantes de tensión, debido a la incompatibilidad de desplazamientos.

4.3.5 Carácter conservador del Método

El método del puntal y tirante (MPT) es una herramienta de diseño del límite inferior. Esto es, toda resistencia que se calcule con este método estará por debajo del valor real de resistencia. Por lo que cualquier modelo de puntal y tirante que satisfaga las condiciones de equilibrio nos dará una resistencia del firme de concreto que estará del lado de la seguridad. Para evitar modelos que den valores de resistencia muy bajos, es que se trata de encontrar el modelo óptimo, tal como se vio en la [sección 4.3.3](#).

4.4 Método del Stringer y el Panel (Stringer and Panel Method)

4.4.1 Definiciones básicas y orígenes del método

Es un método de diseño racional para estructuras de concreto reforzado tipo panel; es decir, estructuras planas con refuerzo distribuido y sometidas a fuerzas de membrana (fuerzas en su plano).

El método del *stringer* y el panel [Blaauwendraad et al, 1996], se basa en la hipótesis de que una estructura de concreto tipo placa puede ser modelada como un sistema de *stringers* verticales y horizontales para transferir fuerzas normales, mientras que los campos rectangulares entre ellos son ocupados con paneles para transferir las fuerzas de corte. Por ejemplo, la placa de la [figura 4.1](#) puede ser modelada con el sistema de *stringers* y paneles mostrado en la [figura 4.3](#). El panel de cortante está sometido a una fuerza cortante por unidad de longitud, v , la cual es la misma en cualquier posición del panel ([Fig. 4.4](#)). Esta fuerza de corte, v , trabaja también en la interfase entre el panel y los *stringers* que lo rodean. Por tanto, de acuerdo a las consideraciones de equilibrio, la fuerza normal en un *stringer* incrementa o decrece linealmente, tal como se muestra en la [figura 4.4](#). Con este sistema de *stringers* y paneles se puede analizar el flujo de fuerzas en la estructura y predecir su comportamiento.

El método surge a partir de la conexión entre la práctica de diseño de estructuras de concreto tipo panel y del estudio analítico y experimental de sus comportamientos. Como se observa en la práctica, el refuerzo de estructuras de concreto tipo panel, como muros, firmes de concreto, vigas de gran peralte, etc., consiste principalmente en una malla de refuerzo en toda la superficie del elemento y en barras de refuerzo concentradas en los extremos y alrededor de agujeros. A partir de esta geometría es como se desarrolló el modelo de *stringer* y panel, donde los *stringers* llevan el refuerzo concentrado y los paneles contienen el refuerzo distribuido. Por otro lado, muchos ensayos de paneles de concreto con refuerzo uniformemente distribuido han mostrado que estas estructuras pueden ser tratadas como paneles de cortante, tal como lo hace la Teoría Modificada del Campo en Compresión [Collins et al, 1986]. Así, Blaauwendraad y Hoogenboom [Blaauwendraad et al, 1996] encontraron que el concepto de panel de cortante para estructuras de concreto tipo placas, coincidía muy bien con las placas que resolvía el método de las fuerzas, por lo que aplicaron dicho método para resolver este tipo de estructuras.

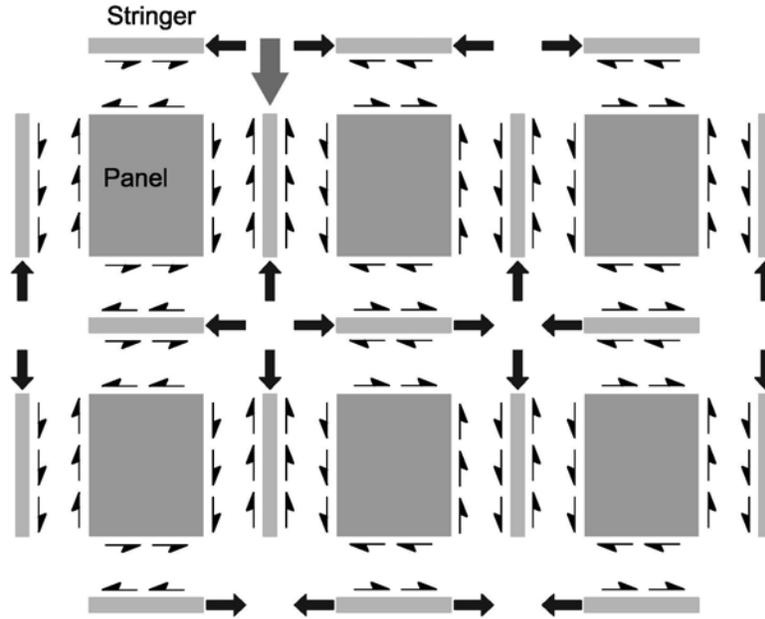


Fig. 4.3. Modelo de *stringers* y paneles para la viga de gran peralte de la [figura 4.1](#), y transmisión de fuerzas entre los elementos.

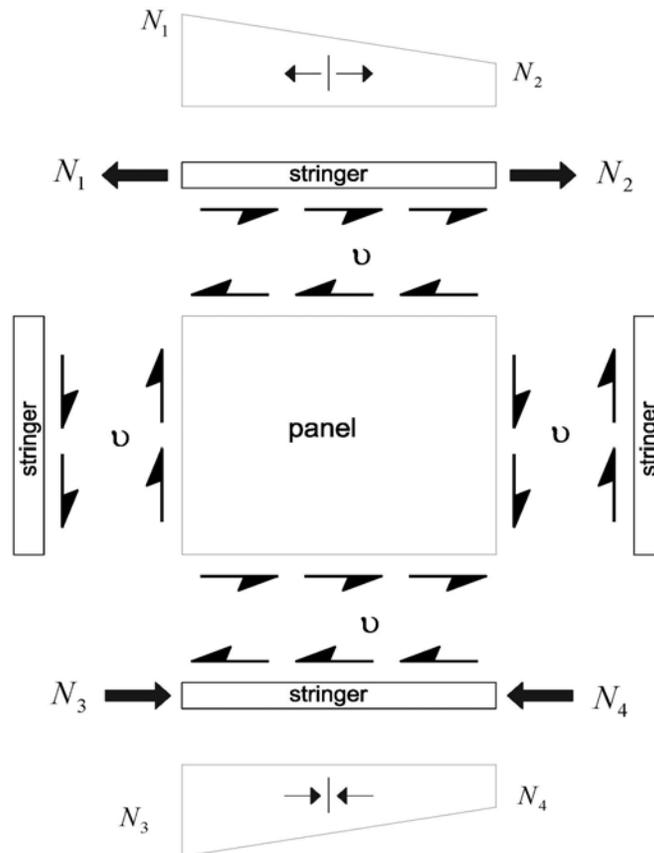


Fig. 4.4. Equilibrio de fuerzas entre el panel (fuerza cortante por unidad de longitud, v) y sus *stringers* (fuerzas N) de borde [Blaauwendraad et al, 1996].

4.4.2 Elementos de los Modelos del *Stringer* y el Panel

4.4.2.1 Stringers

Son los elementos lineales que llevan el refuerzo concentrado y están sometidos a fuerzas axiales de tensión y compresión, las cuales varían linealmente con su longitud. Las fuerzas de compresión en los *stringers* pueden ser transformadas en esfuerzos de compresión los cuales son revisados con los mismos criterios usados en el Método del Puntal y Tirante. A partir de las fuerzas de tensión se puede calcular el refuerzo el cual estará concentrado en bandas angostas.

4.4.2.2 Panel

Son los elementos rectangulares que llevan el refuerzo distribuido y están sometidos a una fuerza de corte por unidad de longitud que es la misma en cualquier punto del panel (fuerza promedio en todo el elemento). El refuerzo en los paneles es dimensionado con la fuerza cortante en su interior o en su defecto, con los esfuerzos principales obtenidos al aplicar el círculo de Mohr.

4.4.2.3 Otros componentes de los Modelos del *Stringer* y el Panel

Para completar los modelos de *stringers* y paneles se utilizan nudos, apoyos y las fuerzas concentradas. Como en los Modelos de Puntal y Tirante, los nudos solamente transfieren fuerzas y no momentos. Los apoyos pueden ser fijos, móviles o resortes con una rigidez específica. Tanto los soportes como las fuerzas, pueden ser aplicados solamente en los *stringers* y no en los paneles.

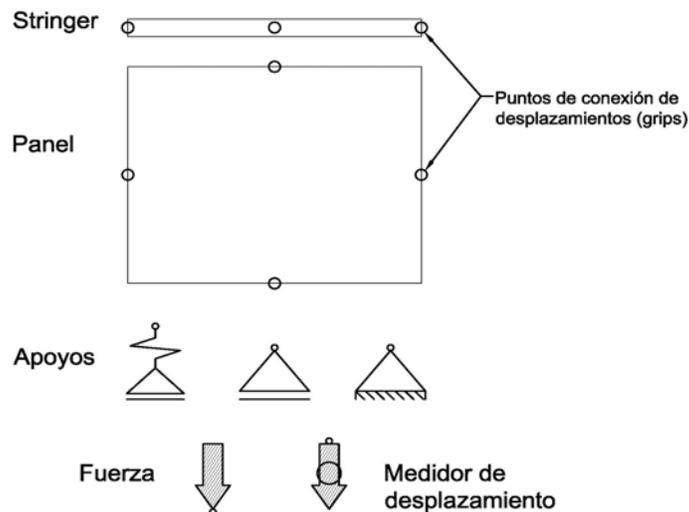


Fig. 4.5. Componentes de los modelos de *stringer* y panel

4.4.3 Bases del Método del Stringer y el Panel

4.4.3.1 Base analítica

Las ecuaciones matemáticas que definen los modelos del *Stringer* y el Panel, fueron derivadas a partir de la energía potencial complementaria usando un método híbrido de fuerzas y desplazamientos. La formulación de elementos finitos del modelo de *stringer* y panel puede ser encontrado en otra parte [Blaauwendraad et al, 1996]. A continuación se muestra algunas consideraciones de análisis que se emplean para los elementos del modelo.

El panel de corte cuenta con cuatro grados de libertad, tal como se muestra en la [figura 4.6](#). Para un estado de corte constante, cada borde se desplazará en su propia dirección y este desplazamiento es el mismo para cualquier punto en el borde. Se necesitan de cuatro grados de libertad, para que el panel tenga tres grados independientes de desplazamiento de cuerpo rígido, y un parámetro de deformación generalizada el cual es relacionado con el esfuerzo de corte constante.

Tres grados de libertad son asignados a cada *stringer* ([figura 4.6](#)). Estos son, los desplazamientos axiales en los dos extremos y un desplazamiento extra en dirección axial, a lo largo de su longitud. Este grado de libertad está asociado con la fuerza que actúa en la interfase entre el *stringer* y el panel de corte. Se necesitan de tres grados de libertad, para que el *stringer* tenga un desplazamiento de cuerpo rígido, y dos parámetros de deformación generalizadas, los cuales son relacionados con las fuerzas axiales en los extremos.

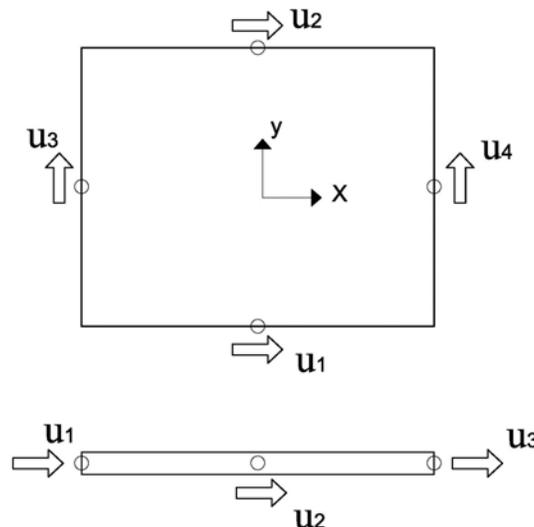


Fig. 4.6. Grados de libertad en los paneles y *stringers*.

Para el análisis elástico se usa un método de rigideces, aunque en realidad un estado de esfuerzos en equilibrio es usado. Para el panel, se halla la matriz de rigidez al corte, la cual permite encontrar la fuerza cortante en los cuatro bordes, debido a los cuatro desplazamientos. La fuerza cortante en el panel, resulta de promediar las cuatro fuerzas encontradas. Para el *stringer*, se halla la matriz de rigidez axial, la cual permite encontrar las fuerzas normales en los extremos del elemento, y partir de ellas, la distribución de fuerza normal en toda la longitud del *stringer*.

El modelo analítico para el concreto reforzado se obtiene de la teoría modificada de los campos en compresión.

4.4.3.2 Teoría Modificada del Campo en Compresión (TMCC) [Collins et al, 1986]

Esta teoría presenta un modelo analítico capaz de predecir la respuesta carga vs. deformación de elementos rectangulares de concreto reforzado (paneles de concreto) sujetos a esfuerzos cortantes en el plano y esfuerzos axiales (esfuerzos de membrana), los cuales producen las deformaciones indicadas en la [figura 4.7](#). Estas deformaciones corresponden a deformaciones promedio en todo el elemento. Esta teoría permite encontrar, a partir de estas deformaciones, los correspondientes esfuerzos promedio en el elemento. El problema se resuelve siguiendo las leyes de la mecánica de materiales; es decir, mediante el equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

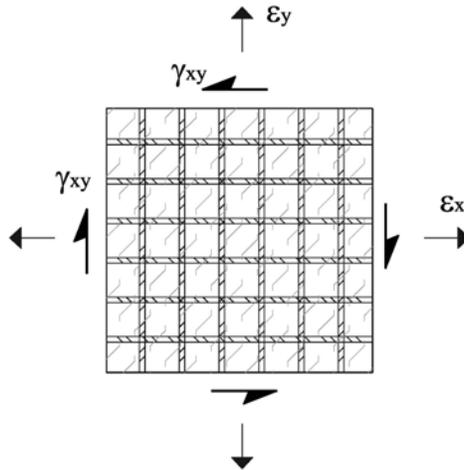


Fig. 4.7. Deformaciones promedio en un panel de concreto reforzado agrietado

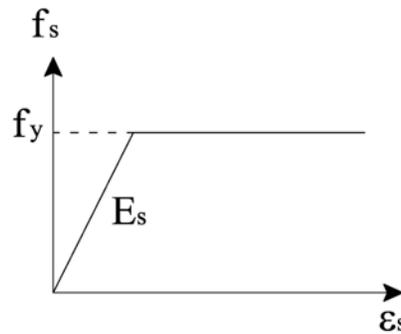
La compatibilidad requiere que las deformaciones unitarias axiales (ϵ_x , ϵ_y) sean las mismas tanto en el concreto como en el acero. Mientras que la deformación unitaria angular (γ_{xy}) es experimentada solamente por el concreto. De esta manera, a partir de las deformaciones en el panel, se evalúan los esfuerzos en el

4. Propuesta de procedimiento de diseño sísmico de sistemas de piso prefabricados

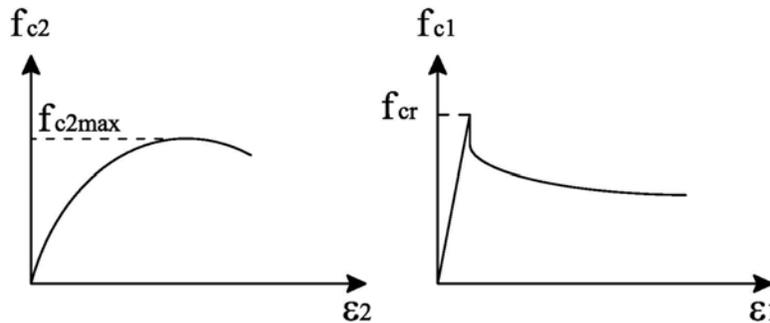
concreto, y en el acero, de manera independiente. Para el acero se considera una curva esfuerzo vs. deformación bilineal (Fig. 4.8.a). Las relaciones de esfuerzo vs. deformación para el concreto agrietado fueron determinadas con base en una serie de ensayos experimentales de paneles de concreto [Collins et al, 1986], de cuyos resultados se obtuvieron las curvas para el concreto en compresión y en tensión (Fig. 4.8.b). Se observó que cuando el concreto sufre deformaciones transversales, su resistencia a la compresión disminuye.

Con los esfuerzos promedio calculados en el concreto y en el acero, y mediante el equilibrio, se hallan los esfuerzos promedio de todo el panel. El esfuerzo cortante, se halla a partir de los esfuerzos normales en el concreto y con la ayuda del círculo de Mohr.

Esta teoría permite además, la revisión de los esfuerzos locales que se producen en las grietas. Es así como se puede llegar a predecir la respuesta completa de carga vs. deformación de paneles de concreto, hasta la falla. Los modos de falla de estos elementos son por fluencia del acero o por falla por corte del concreto.



d) Relación esfuerzo – deformación para el acero



e) Relación esfuerzo–deformación principal en compresión (izquierda) y esfuerzo–deformación principal en tensión (derecha) para el concreto.

Fig.4.8. Modelos para el concreto y el acero en la TMCC.

4.4.4 Análisis y diseño con los Modelos de *Stringers* y Paneles

Los modelos de *stringers* y paneles incluyen el comportamiento no lineal de las estructuras en el proceso de diseño. De esta manera, se permite la redistribución de esfuerzos en estructuras estáticamente indeterminadas, y con ello, disminuir la cantidad de refuerzo, en comparación del que arrojaría un análisis elástico. Además se obtiene una descripción más precisa de las grietas y de la distribución de fuerzas en la estructura. Por ejemplo, se puede obtener una estimación del ancho de grieta para el estado límite de servicio. Sin embargo, los modelos de *stringers* y paneles pueden ser usados tanto para un análisis lineal como para uno no-lineal. En el análisis lineal los paneles solamente soportan esfuerzos cortantes y los *stringers* esfuerzos normales. Mientras que en el análisis no-lineal los paneles soportan además de esfuerzos cortantes, esfuerzos normales.

Gracias al empleo de la TMCC, se puede representar con precisión el comportamiento del concreto reforzado; así el concreto puede agrietarse y aplastarse, y el refuerzo puede fluir y romperse. De esta manera, mediante los modelos de *stringers* y paneles se puede reproducir el comportamiento completo de la estructura, cuando está sujeta a cargas que se incrementan gradualmente, hasta llevarla al colapso. Este tipo de análisis puede ser llevado a cabo en el programa *SPanCAD* [Blaauwendraad, 2001], el cual se detalla a continuación.

4.4.5 Programa de cómputo para la aplicación del Método del *Stringer* y el Panel (*SPanCAD*)

Los mismos creadores de este método desarrollaron un programa de cómputo mediante el cual se puede analizar y diseñar una estructura mediante modelos de *stringers* y paneles. El programa es llamado *SPanCAD* [Blaauwendraad, 2001] y permite una interfase gráfica con el usuario para la creación y el manejo de los modelos. En este programa, un modelo de *stringer* y panel puede construirse fácilmente mediante un cierto número de componentes (Fig. 4.5). Asimismo, se pueden añadir cargas concentradas y realizar varios tipos de análisis (lineal, no lineal y *pushover*). Para estos tres análisis, el programa puede mostrar la curva de carga vs. desplazamiento de uno o de varios nudos de la estructura, por ejemplo se puede obtener curvas como la mostrada en la Fig. 4.9, la cual corresponde a un análisis *pushover*.

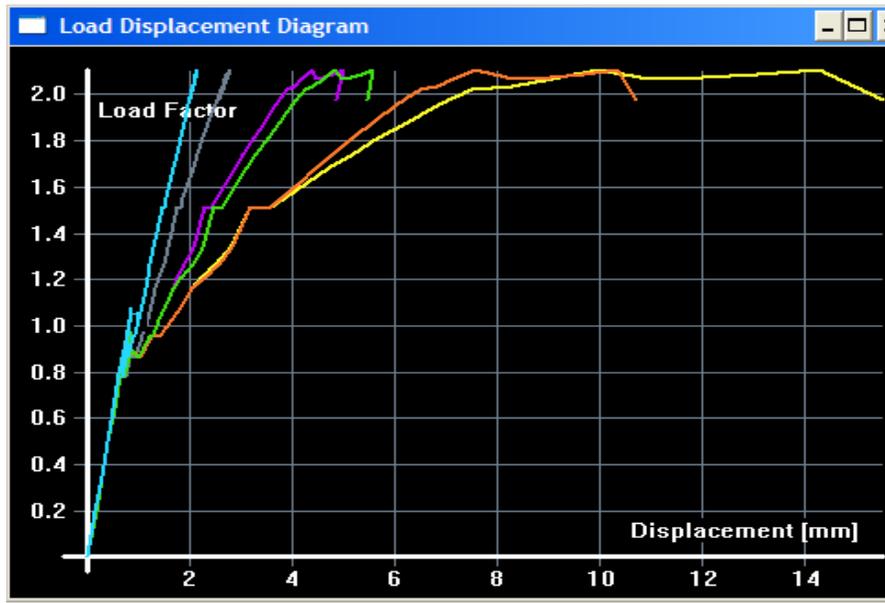


Fig. 4.9. Curva de carga vs. desplazamientos de los nudos de una estructura modelada en el programa *SPanCAD*.

El análisis *pushover* es llevado a cabo con el método de la matriz secante [Bathe, 1996]. Mediante este método, el programa *SPanCAD* calcula la curva de capacidad carga vs. desplazamiento de la estructura en estudio. Este método se resume a continuación, a nivel local, para un *stringer*. Para un cierto nivel de carga en el *stringer*, sus deformaciones son calculadas con base en su matriz de rigidez elástica. Con las deformaciones obtenidas, se calculan los esfuerzos en el concreto y en el acero, para lo cual se emplean las relaciones constitutivas de la TMCC (Fig. 4.8) y con base en el equilibrio, se calcula una nueva fuerza actuante en el elemento. Con esta última fuerza y con las deformaciones encontradas anteriormente, se calcula la nueva rigidez del elemento (rigidez secante) la cual será una mejor aproximación para la rigidez del *stringer* en la próxima iteración. Es así que se requiere de un cierto número de pasos de iteración para cada nivel de carga. Cuando el nivel de carga es incrementado gradualmente, es posible calcular un diagrama completo carga-desplazamiento para la estructura, así como la carga de colapso. Esta carga puede corresponder a la falla de un *stringer*, o de un panel.

Se debe mencionar que los *stringers* y paneles fueron propuestos originalmente para representar grandes partes de una estructura de concreto, con lo cual no es necesario modelar la estructura con muchos elementos [Blaauwendraad et al, 1996].

4.4.6 Ventajas de los Modelos de *Stringers* y Paneles

A diferencia de los modelos de puntal y tirante, que definen los campos en compresión y tensión de una estructura, mediante puntales en compresión y tirantes en tensión, respectivamente, en el modelo del *stringer* y el panel, los campos de esfuerzos en la estructura son modelados mediante *stringers* que representan esfuerzos axiales y paneles representando campos de esfuerzos cortantes constantes. Con lo cual se llega a representar todo el elemento, sin dejar de considerar partes de la estructura, como si lo hace el método del puntal y tirante.

4.5 Propuesta de procedimiento de diseño de sistemas de piso prefabricados

4.5.1 Evaluación de las fuerzas inerciales de piso

Para la determinación de las fuerzas de piso sugerimos el empleo de un análisis tiempo historia no lineal del edificio en estudio, con el registro sísmico representativo de la zona donde está ubicado. Esto es porque existen evidencias de que las fuerzas de diseño indicadas en los reglamentos de diseño, en ciertos casos pueden subestimar grandemente las fuerzas en los diafragmas [Rodríguez et al, 2002]. Sin embargo, con fines comparativos en este estudio también se considera el procedimiento indicado en el RCDF-2004 para el cálculo de estas fuerzas.

4.5.1.1 Análisis dinámico no lineal de la estructura

Mediante este análisis se pueden hallar las aceleraciones máximas de cada nivel y a partir de ellas obtener las fuerzas de piso. Si bien este análisis requiere de tiempo y de un buen entendimiento de la dinámica de estructuras, permite conocer de manera confiada las fuerzas de piso.

Para la realización del análisis dinámico no lineal de estructuras cuyos pisos presentan plantas regulares, se puede hacer uso de la hipótesis de diafragma rígido. Así, los desplazamientos horizontales de todos los nudos de un mismo nivel, son conectados entre sí, como si formaran parte de un cuerpo rígido.

En muchos de los programas comerciales, el comportamiento inelástico de los diferentes elementos del edificio (vigas y columnas) se concentra en las zonas de articulaciones plásticas, ubicadas en los extremos de dichos elementos, para lo cual es necesario calcular los diagramas momento-curvatura de dichas secciones.

4.5.1.2 Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso según el RCDF-2004

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-2004 (sección 8.4), las fuerzas sísmicas en las losas de piso, para el sismo de diseño, se obtienen mediante la expresión 4.1. Esta expresión se basa en un modelo simplista de obtener las aceleraciones absolutas de piso, ante acciones sísmicas, como la suma de la aceleración máxima del terreno (a_0) y las aceleraciones relativas de piso (c'_i). Al multiplicar estas aceleraciones absolutas por el peso del piso respectivo, se obtienen las fuerzas de piso de diseño (Fig. 4.10).

$$F_{\text{piso } i} = (c'_i + a_0) W_i \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

Donde:

c'_i : factor por el que se multiplican los pesos a la altura del desplante del elemento cuando se evalúan las fuerzas laterales sobre la construcción; es decir:

$$c'_i = F_i / W_i \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

W_i : peso del nivel i .

F_i : fuerza sísmica lateral en el nivel i .

a_0 : ordenada del espectro elástico de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a $T = 0$.

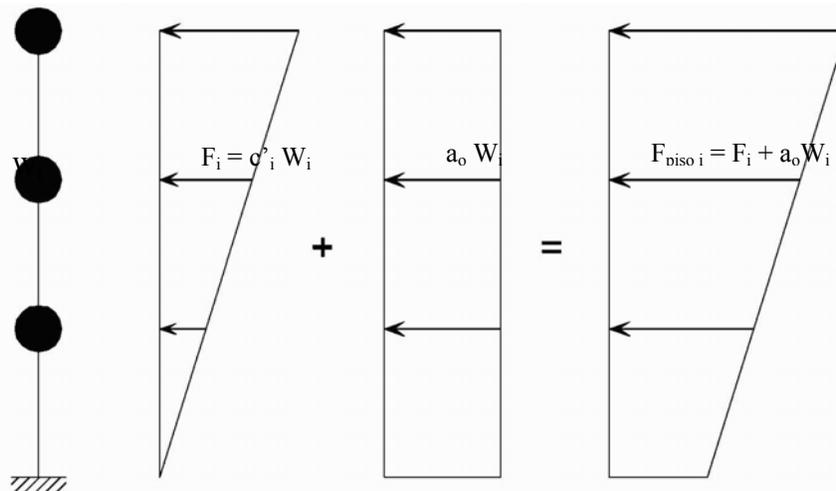


Fig. 4.10. Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en las losas de piso de un edificio, según el RCDF-2004.

Se hace notar que este procedimiento puede estar del lado de la inseguridad, tal como se verá en el capítulo 5, por lo que se recomienda considerar algún factor de seguridad adicional. Dicho factor podría estar relacionado con la sobrerresistencia de la estructura.

4.5.2 Idealización de las fuerzas sísmicas en el sistema de piso

Partimos del hecho de que las fuerzas sísmicas en el diafragma son generadas por la aceleración de la masa del mismo. En este sentido, las fuerzas inerciales se distribuyen uniformemente en toda la planta del piso. Lo que se propone es dividir la planta del diafragma en un cierto número de paneles rectangulares de igual dimensión y concentrar la fuerza sísmica de todo el panel en su centro. De esta manera, la planta del piso se verá sometida a un cierto número de fuerzas inerciales de igual valor, tal como lo muestra el esquema de la [figura 4.11](#).

La idealización de las fuerzas en el diafragma se aproximará más al fenómeno real, cuando la planta se divida en un gran número de paneles. Sin embargo, el modelo de puntal y tirante resultante consistirá en muchos elementos, lo cual sería muy complicado de resolver. Se recomienda incluir un número de fuerzas de inercia razonable, en el análisis de los diafragma

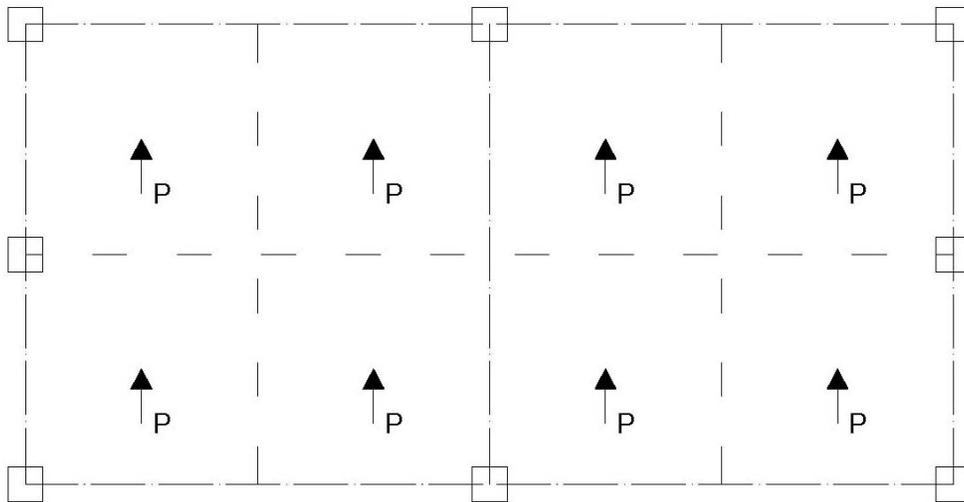


Fig. 4.11. Idealización de las fuerzas inerciales de un diafragma rígido.

4.5.3 Elaboración de los modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto

Una vez ubicadas las fuerzas sísmicas en el diafragma, se procede a dibujar modelos de puntal y tirante para el firme de concreto con el criterio siguiente. Los puntales y tirantes se definen iniciándolos en los puntos de aplicación de las cargas y dirigiéndolos hacia las columnas. De esta manera, se consigue

transmitir las fuerzas inerciales hacia el sistema lateral resistente del edificio (marcos de concreto). Como ejemplo, en la [figura 4.12](#) se muestra un modelo de puntal y tirante para el diafragma de la [figura 4.11](#).

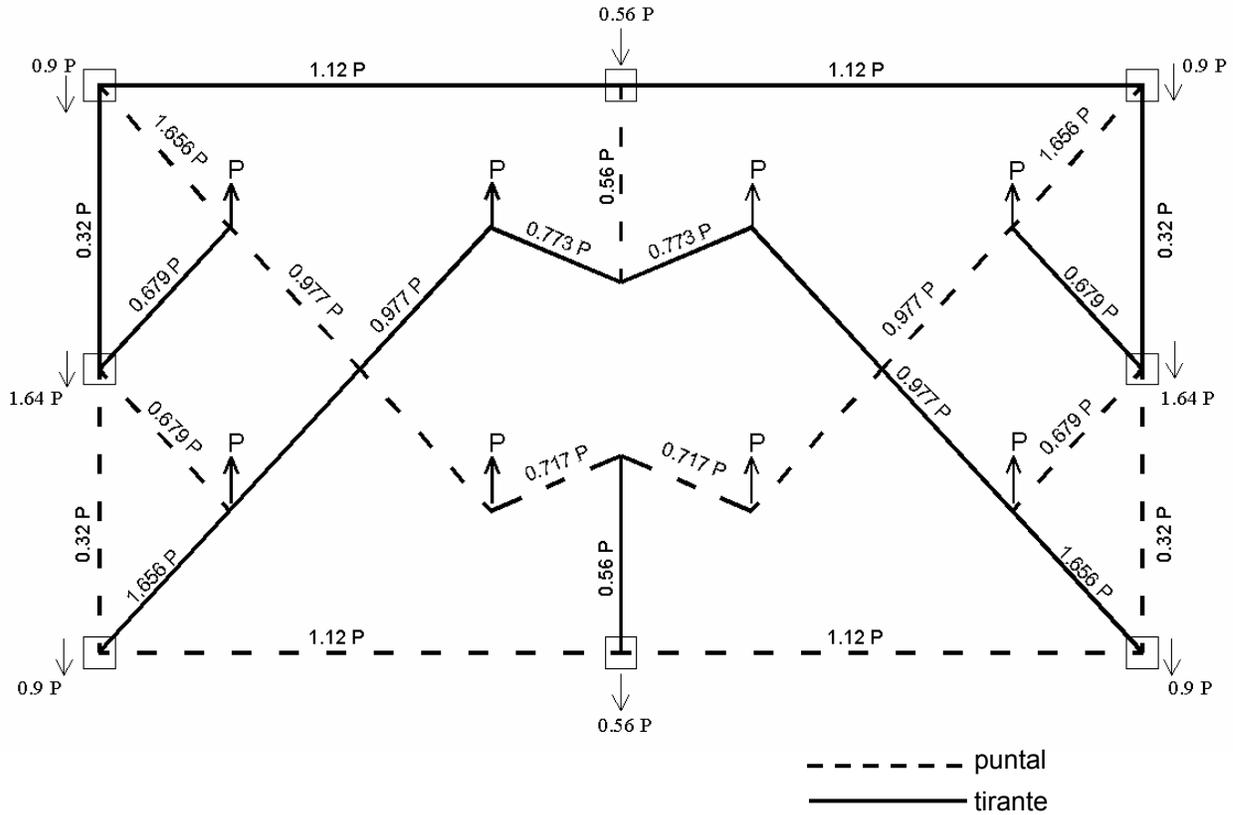
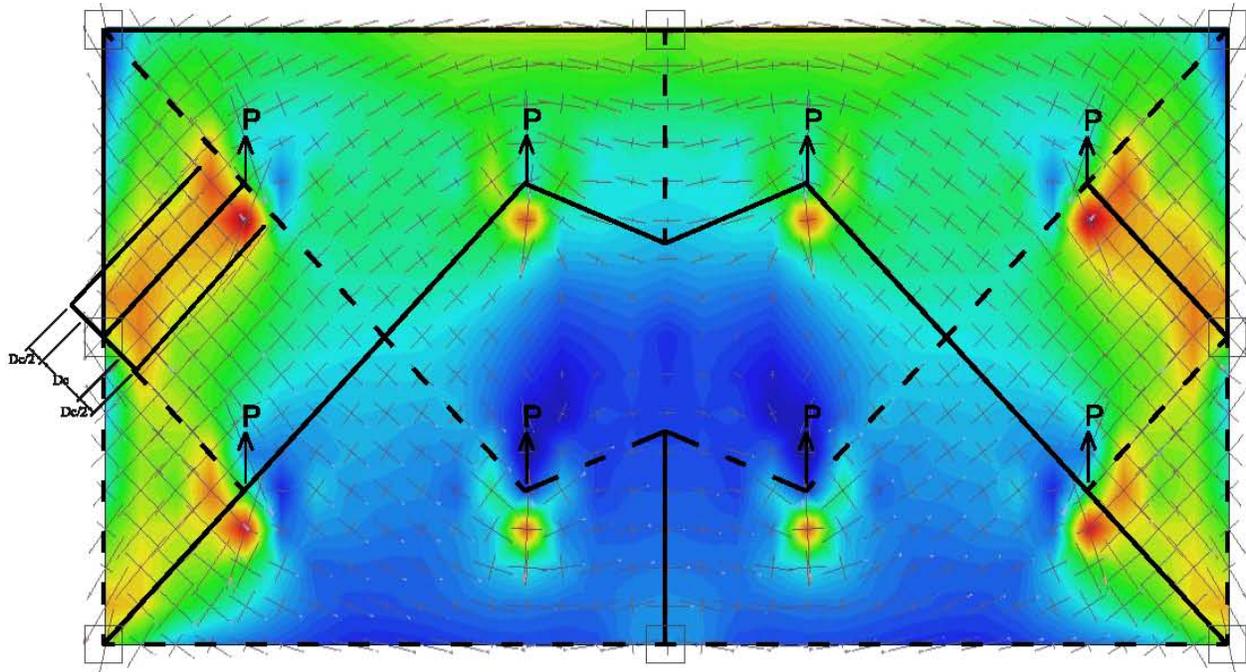


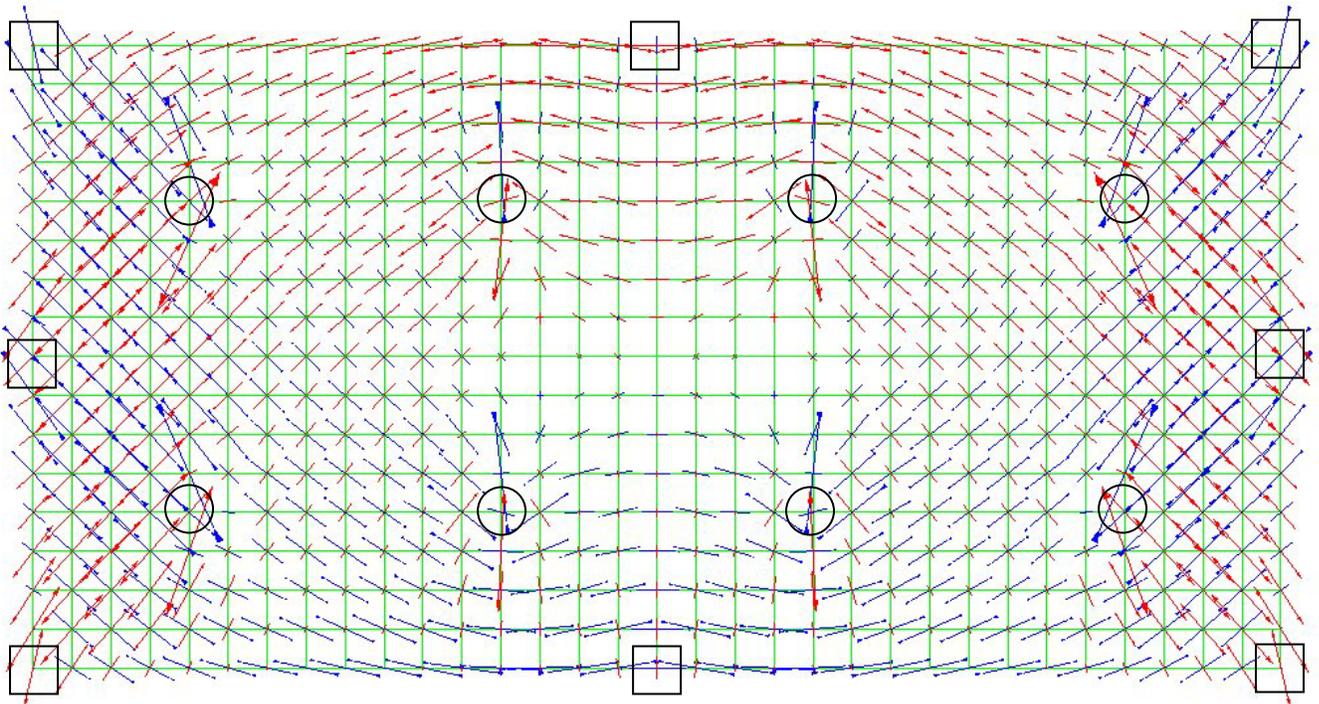
Fig. 4.12. Modelo de puntal y tirante para el diafragma de la [figura 4.11](#).

Luego, se efectúa un análisis elástico global que tome en cuenta la rigidez de las columnas, para las fuerzas sísmicas aplicadas. Como resultado se obtienen las reacciones en cada columna, en función de las fuerzas P aplicadas, las cuales serán las reacciones externas de los modelos de puntal y tirante a elaborarse. Con las reacciones conocidas en las columnas, se procede a calcular las fuerzas en los puntales y tirantes, con base en el equilibrio de los nudos.

Para poder determinar la resistencia de dichos modelos, es necesario elegir adecuadamente los anchos de los puntales y tirantes que lo conforman. Para tener una buena definición, es de gran ayuda notar que los anchos de los puntales y tirantes corresponden a los anchos de los campos de esfuerzos de compresión y tensión, respectivamente, del elemento de concreto; en este caso, del diafragma. Los campos de esfuerzos pueden ser hallados mediante un análisis elástico por elementos finitos. Como ejemplo, en la [figura 4.13.a](#), se muestran los campos de esfuerzos principales máximos (σ_{\max}) para el diafragma de la [figura 4.11](#), sobrepuestos al modelo de puntal y tirante de la [figura 4.12](#). En la [figura 4.13.a](#) el color rojo indica valores



a) Campo de esfuerzos principales máximos (σ_{\max}), del diafragma (Fig. 4.11) y modelo de puntal y tirante.



b) Trayectoria de los esfuerzos principales máximos (σ_{\max} , flechas de color rojo) y mínimos (σ_{\min} , flechas de color azul) en el diafragma de la figura 4.11 y malla de elementos finitos utilizados.

Fig. 4.13. Resultados de un análisis elástico por elementos finitos, del diafragma de concreto de la figura 4.11.

altos, mientras que el azul, valores bajos. Como se puede observar, el ancho del tirante inclinado, a la izquierda del modelo, se puede estimar como dos veces la dimensión de la diagonal de la columna.

De esta manera, sugerimos tomar como referencia a las dimensiones de las columnas, en edificios formados por marcos de concreto, para definir el ancho de los puntales y tirantes. Así, si el tirante o puntal tiene una inclinación de aproximadamente 45° , su ancho se puede estimar como el doble de la diagonal de la columna, mientras que si tienen poca inclinación o son horizontales, su ancho se puede tomar como el doble de la dimensión de la columna perpendicular a su dirección. De esta manera, se pueden hallar los esfuerzos máximos en estos elementos, los cuales son usados para el diseño.

Una vez definidos completamente los modelos de puntal y tirante elaborados, se escoge el que mejor represente el flujo de fuerzas en el diafragma. Como se vio en la [sección 4.3.3](#), se puede usar el criterio del trabajo interno mínimo para encontrar el modelo óptimo. Sin embargo, es posible mejorar tanto cuantitativamente como cualitativamente los modelos de puntal y tirante mediante el empleo del método de los elementos finitos.

4.5.4 Empleo del Método de los Elementos Finitos (MEF) en el procedimiento propuesto

Con la idea de mejorar los modelos de puntal y tirante elaborados, se recomienda realizar un análisis elástico por elementos finitos, del firme de concreto en estudio. Mediante el empleo del método de los elementos finitos, se obtienen las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos en toda la estructura, así como los valores máximos de estos esfuerzos. Además, se pueden obtener los campos de esfuerzos de compresión y tensión, los cuales nos ayudan a definir los anchos de los puntales y tirantes, de los modelos de puntal y tirante elaborados ([Fig. 4.13](#)).

Para realizar este análisis, el firme de concreto debe ser modelado como un elemento placa del tipo membrana, el cual considera solamente grados de libertad en su plano. En los programas comerciales éste es el llamado elemento *shell* con comportamiento de membrana. La definición de la malla a utilizar depende de la precisión que queramos. En el método de los elementos finitos, mientras más fina sea la malla, la precisión se mejora. Las fuerzas del diafragma se pueden idealizar igual que en los modelos de puntal y tirante (fuerzas concentradas), y deben ser aplicadas en los nudos de los elementos finitos seleccionados. Las vigas de borde y las interiores, son modeladas con elementos barra (tipo *frame*), mientras que las columnas son representadas mediante resortes con rigidez igual a las de éstas. Este análisis puede ser realizado muy fácilmente usando el programa SAP2000 [Computers and Structures, 2002].

4.5.5 Detallado y resistencia del firme de concreto

4.5.5.1 Obtención del refuerzo distribuido

La malla de refuerzo requerida en el firme de concreto, se obtiene con el tirante crítico del modelo de puntal y tirante elegido. El área de acero tiene que satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_i \geq T_i / (f_y \times b)$$

Donde:

A_i : área de acero de la malla por unidad de longitud (cm^2/m)

T_i : tensión actuante en el tirante (kg)

f_y : esfuerzo de fluencia de la malla (kg / cm^2)

b : ancho del tirante en metros

4.5.5.2 Revisión del espesor del firme

El espesor del firme se revisa con el puntal más desfavorable en compresión. Para lo cual se toma en cuenta las tensiones transversales que puedan existir, las cuales disminuyen drásticamente la resistencia a compresión del concreto.

En forma general, la sección transversal del puntal tiene que satisfacer:

$$A_j \geq P_j / f_{ce}, \quad f_{ce} = \text{factor} \times f'_c,$$

Donde:

A_j : área transversal del puntal de concreto (cm^2)

P_j : compresión actuante en el puntal (kg)

f_{ce} : esfuerzo de compresión reducido del concreto (kg/cm^2)

factor: factor de reducción de la resistencia a compresión del concreto (factor <1)

f'_c : resistencia especificada a la compresión del concreto.

El factor de reducción para la resistencia del concreto f'_c , depende del estado de carga del concreto: compresión uniaxial o biaxial, o compresión y tensión transversal. Este factor puede ser estimado con las recomendaciones del Código Canadiense (1984 Canadian Concrete Code), las recomendaciones del CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Comité Euro international du Béton (CEB), 1978) o las recomendaciones del ACI 318-2002 (Apéndice A)

Con el elemento más desfavorable (puntal o tirante) se pueden hallar las fuerzas inerciales máximas a soportar por el diafragma. La suma de estas fuerzas nos da la resistencia del sistema de piso.

4.6 Verificación del procedimiento propuesto con el Método del Stringer y el Panel

Como se estudió en la [sección 4.4](#), el firme de concreto de sistemas de piso prefabricados, puede ser modelado mediante un sistema de *stringers* trabajando a tensión y/o compresión y paneles sometidos a fuerzas cortantes ([Fig. 4.4](#)). En la [figura 4.14](#) se presenta un modelo de *stringer* y panel para el diafragma de la [figura 4.11](#), elaborado en el programa *SPanCAD* [Blaauwendraad, 2001]. Los *stringers* llevan acero de refuerzo concentrado, mientras que los paneles tienen el refuerzo distribuido (malla electrosoldada). Los *stringers* de los bordes representan a las vigas de los marcos laterales, mientras que los *stringers* en el interior del modelo son colocados ortogonalmente para poder aplicarse las cargas y los apoyos, y tratando de mantener una simetría en el modelo. El espesor de los *stringers* interiores es igual al del firme, y el ancho se deja a la elección del ingeniero. Se recomienda que estos *stringers* sean angostos, debido a que físicamente no existen, y solo son ubicados para completar el modelo. Los paneles entre *stringers* tienen espesor igual al del firme y como refuerzo distribuido a la malla del firme. Las columnas de los marcos laterales pueden ser modeladas mediante resortes con rigidez igual a la de éstas, y las fuerzas inerciales idealizadas igual que en los casos anteriores.

El programa *SPanCAD* permite analizar a la estructura así modelada y obtener su curva de capacidad (carga vs. deformación), tal como se explicó en la [sección 4.4.5](#). A partir de esta curva se obtiene la resistencia última de la estructura, la cual puede ser comparada con la encontrada mediante el procedimiento propuesto.

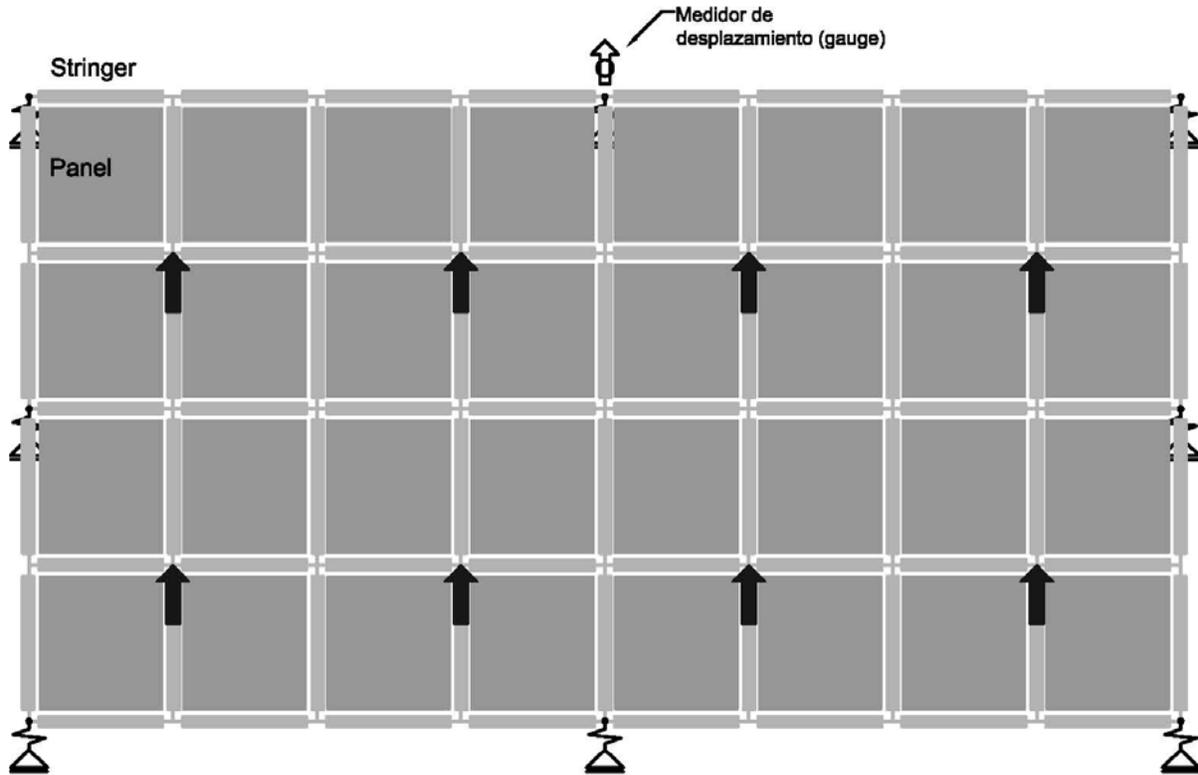


Fig. 4.14. Modelo de *stringers* y paneles para el diafragma de la figura 4.11.

Se espera que la resistencia obtenida con el método del *stringer* y el panel sea mayor a la obtenida con el procedimiento propuesto, en virtud del carácter conservador del método de puntal y tirante. Además porque los modelos de *stringers* y paneles toman en cuenta a toda la estructura, mientras que el método del puntal y tirante, al concentrar los campos en compresión y tensión de una estructura, mediante puntales y tirantes, respectivamente, dejan de considerar ciertas partes de la misma.

En ambos casos, la resistencia obtenida, corresponde a la carga última que puede resistir el diafragma en su plano.

5. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PROPUESTO Y VALIDACIÓN ANALÍTICA DEL ESPÉCIMEN PREFABRICADO A ENSAYARSE

5.1 Alcances

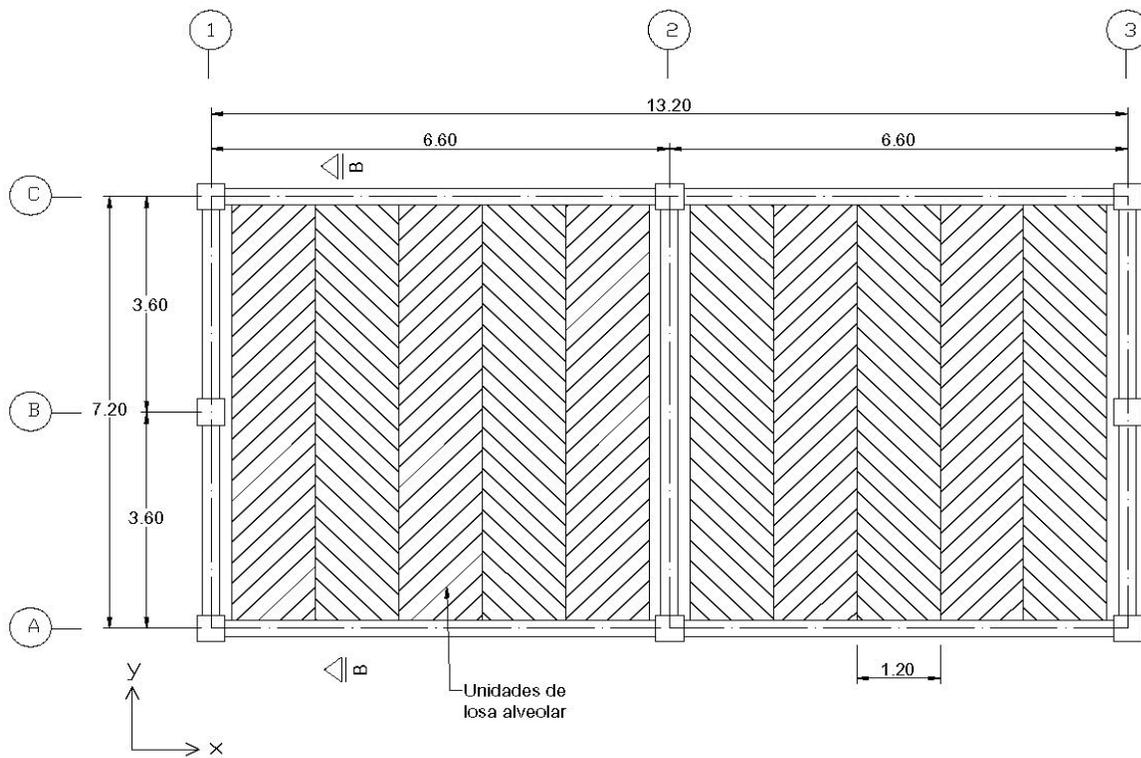
Entre los alcances de este capítulo está la predicción de la respuesta sísmica de un edificio prefabricado de concreto reforzado, en el cual se analiza el problema del diseño sísmico del sistema de piso, para lo cual se llevará a cabo el ensaye dinámico de un espécimen, representativo del edificio, en la mesa vibradora del II, UNAM.

El prototipo corresponde a un edificio de concreto prefabricado de tres niveles destinado a estacionamientos, el cual estaría ubicado en la ciudad de Acapulco, y cuyo sistema de piso está formado por losas alveolares prefabricadas, con un firme de concreto colado en sitio. De acuerdo con la práctica común, el sistema de piso no fue diseñado para las fuerzas sísmicas de diseño, y el firme de concreto solamente lleva el refuerzo mínimo para la condición de cambios volumétricos especificado en las [NTCDF-2004](#). Como se detalla en las siguientes secciones, mediante la aplicación del procedimiento propuesto y con análisis dinámicos no-lineales del espécimen representativo del edificio, se muestra que para la demanda sísmica del lugar, el refuerzo mínimo colocado en el firme no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas en su plano, por lo que se esperaría la falla de su sistema de piso. Por otro lado, se muestra que los demás elementos estructurales (vigas y columnas) tendrían un comportamiento adecuado. Estos resultados se esperan comprobar con el ensaye dinámico del modelo a escala del prototipo (espécimen), a realizarse en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería, UNAM.

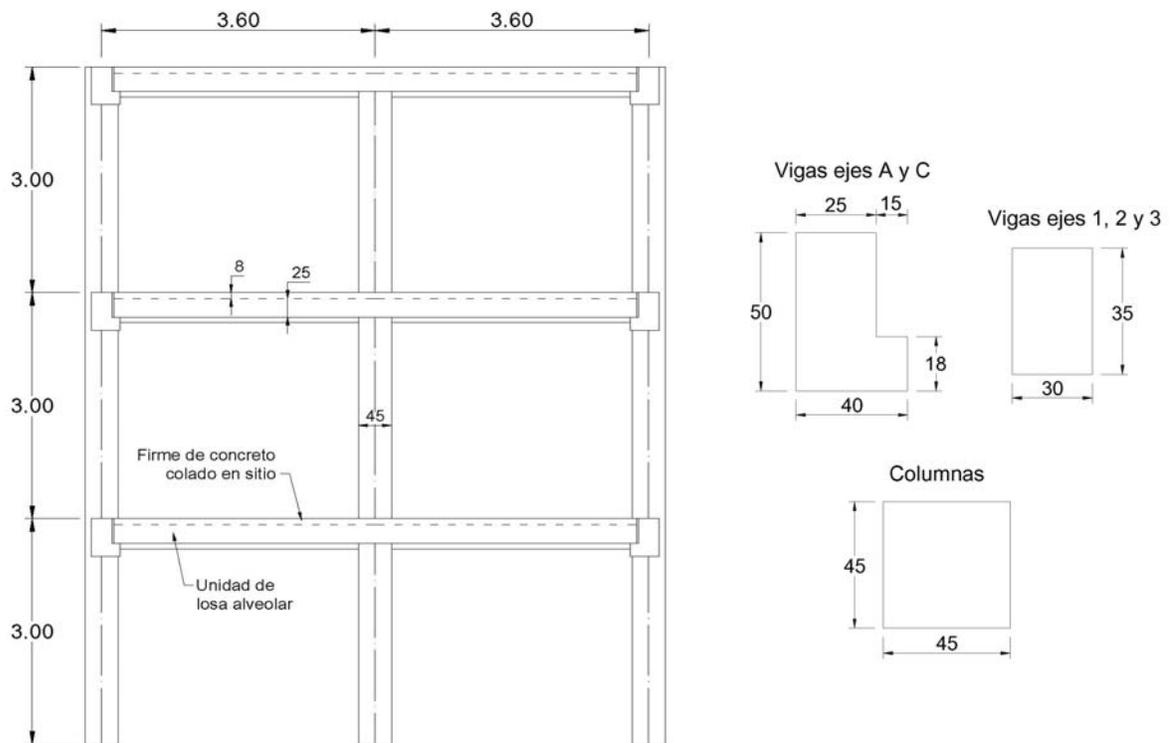
5.2 Descripción del edificio prototipo en el cual se aplicará el procedimiento propuesto

5.2.1 Características generales del edificio prototipo

El prototipo en estudio corresponde a un edificio de estacionamientos de concreto prefabricado de tres niveles ([Fig. 5.1](#)), que estaría ubicado en Acapulco, Estado de Guerrero, en suelo duro. El sistema estructural del edificio consiste en pórticos de concreto colocados en las dos direcciones principales del edificio. El sistema de piso está formado por unidades de losa alveolares prefabricadas de concreto presforzado, las cuales están apoyadas en las vigas portantes, ubicadas en la dirección larga de la planta,



a) Planta del edificio (dimensiones en metros).



b) Elevación Eje 1 y secciones (dimensiones en metros y centímetros, respectivamente).

Fig. 5.1. Características generales del edificio prototipo en estudio

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

con un firme colado en sitio de 8 cm. de espesor (Fig. 5.6.b). El tipo de conexión entre elementos prefabricados corresponde al Sistema 2 (Fig. 2.2) usado en Nueva Zelanda.

En la figura 5.10 se muestra un croquis con la ubicación de las conexiones entre vigas, y entre nudos viga-columnas y columnas. El detalle de estas conexiones se presenta en la sección 5.3.4

El edificio se diseñó siguiendo las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988], y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [NTCDF, 2004] el cual permite diseñar las estructuras prefabricadas con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en sitio, siempre y cuando las conexiones entre elementos prefabricados emulen el comportamiento de las estructuras coladas en sitio.

Las propiedades de los materiales usados para el diseño son las siguientes:

- Concreto tipo 1, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo longitudinal $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo transversal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El acero para el refuerzo longitudinal de las vigas y columnas del edificio prototipo consiste en barras de 24 mm. de diámetro únicamente. Dicho diámetro fue elegido pensando en que correspondería a barras de 6 mm. de diámetro en el modelo representativo del edificio, como se verá en la sección 5.3.3. Si bien barras de acero con ese diámetro, y que tengan una curva esfuerzo-deformación similares a las de barras usadas en construcción, no fueron encontradas en México, se pudieron adquirir de Nueva Zelanda. Éstas son la nominadas NZ 500E, las cuales tienen una una curva f_s vs. ϵ_s algo diferente a las obtenidas con barras mexicanas (Fig. 5.9). Sin embargo, barras con un diámetro menor a 6 mm. ya no fueron encontradas. Es por este motivo que el diámetro de las barras usadas en el prototipo resultó ser de 24 mm. únicamente.

Se tomaron en cuenta las cargas vivas correspondientes a estacionamientos, para los tres niveles:

$$CV_{\max} = 0.25 \text{ t/m}^2 \quad CV_{\text{inst}} = 0.10 \text{ t/m}^2 \text{ (para sismo)}$$

(más una concentración de 1500 kg. en el lugar más desfavorable del elemento estructural de que se trate)

De la evaluación de cargas se obtuvieron las siguientes cargas muertas por unidad de área en planta, para los tres niveles del edificio:

- Peso propio losa + firme = 0.42 t/m^2
- Peso propio elementos = 0.235 t/m^2
- $\text{Carga muerta total} = 0.654 \text{ t/m}^2$

5.2.2 Análisis y diseño sísmico del edificio:

El edificio fue analizado empleando el programa para análisis de edificios ETABS 2000 [Computers and Structures, 2001]. Las vigas y columnas fueron representadas mediante elementos lineales, del tipo *frame* (Fig. 5.2). Para las vigas se consideró un momento de inercia efectivo igual a la mitad del momento de inercia bruto, y para las columnas se tomó el momento de inercia bruto. Para la losa se utilizó la hipótesis del diafragma rígido. En este sentido, los grados de libertad de traslación (en las dos direcciones principales) y de rotación en el plano, de todos los nudos de la misma planta, quedan conectados entre sí, como si formaran parte de un cuerpo rígido.

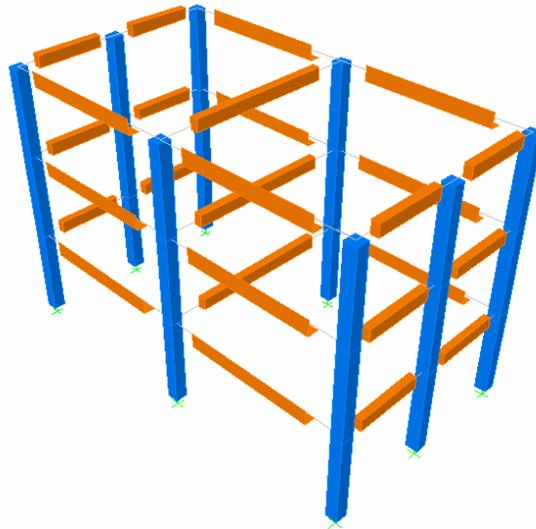


Fig. 5.2. Modelo del edificio en el programa ETABS 2000

Mediante un análisis modal se hallaron los períodos de los diferentes modos de vibrar del edificio. Para este análisis se utilizó el peso sísmico, el cual es el resultante del peso propio de los elementos comprendidos entre las líneas discontinuas mostradas en la figura 5.3 más la carga viva instantánea del nivel correspondiente. A continuación se muestran los pesos sísmicos por unidad de área en planta:

- Niveles 1 y 2: Peso sísmico = 0.79 t/m^2
- Nivel 3: Peso sísmico = 0.73 t/m^2

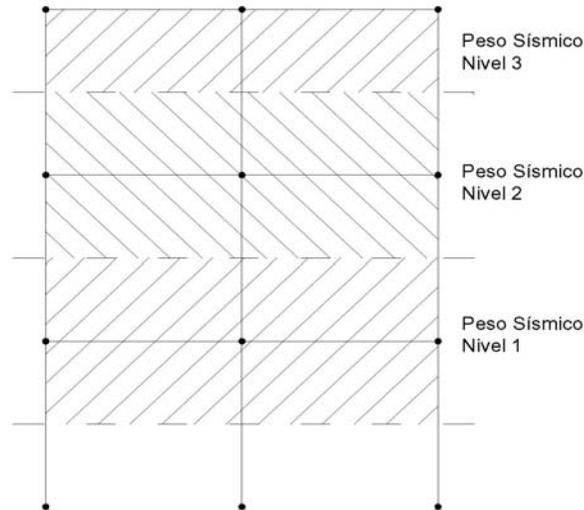


Fig. 5.3. Cálculo del peso sísmico en el edificio

Para cuantificar las fuerzas sísmicas sobre el edificio, se realizó un análisis sísmico estático, tal como lo especifica el RCDF2004. El coeficiente sísmico de diseño se tomó del espectro de diseño correspondiente a la Zona I-D (suelo duro) para estructuras comunes del Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988] el cual se muestra en la Fig. 5.4. Se eligió un factor de comportamiento sísmico, Q de 3, que si bien no es muy usado en estructuras prefabricadas, permite diseñar al edificio cuando se considera el concepto de emulación.

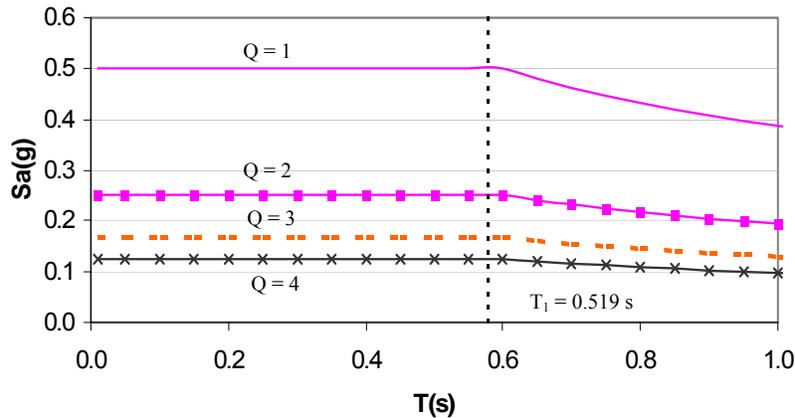


Fig. 5.4. Espectro de diseño para el Estado de Guerrero, zona I-D. Se muestra también el período fundamental del edificio.

Con el período fundamental del edificio, $T = 0.519 s$, se obtiene el coeficiente sísmico reducido por ductilidad: $c/Q = 0.17$. Con base a una distribución triangular se obtienen las fuerzas sísmicas laterales de diseño, reducidas por ductilidad, para todo el edificio, tal como se muestra en la Tabla 5.1 y figura 5.5.

Tabla 5.1. Obtención de las fuerzas sísmicas laterales de diseño para el edificio

Nivel	hi (m)	Hi (m)	Wi (t) *	Wi Hi	Fi (t)
1	3	3	74.34	223.03	6.28
2	3	6	74.34	446.07	12.56
3	3	9	68.51	616.61	17.36
Total			217.2	1285.72	36.2

* Wi es el peso sísmico del nivel i

El cortante basal de diseño es:

$$V_{base} = \frac{c}{Q} W_{TOT} = 36.2t$$

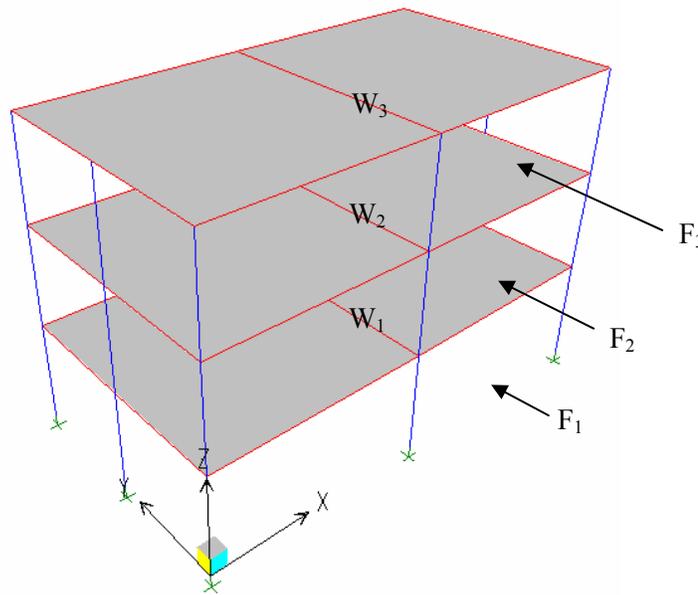


Fig. 5.5. Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en el edificio.

Estas fuerzas laterales son usadas en un análisis matricial elástico, y se obtienen los elementos mecánicos en las vigas y columnas, los cuales son usados para el diseño de dichos elementos. Los desplazamientos laterales resultantes son multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$, y se obtienen los desplazamientos sísmicos de diseño del edificio, así como las distorsiones de entrepiso, θ , las cuales se verifican que sean menores a la distorsión relativa máxima considerada, igual a 0.012.

Tabla 5.2. Períodos y desplazamientos de diseño del edificio, en la dirección Y-Y

Modo	T (s)	f (Hz)
1	0.52	1.93
2	0.13	7.64
3	0.06	17.48

	Desplazamiento (cm)	Distorsión relativa de entrepiso, θ (cm/cm)
3	5.8	0.0067
2	4.0	0.0077
1	1.6	0.0048

Los elementos mecánicos actuantes y las áreas de acero de diseño para las vigas y columnas del edificio, se resumen en las [tablas 5.3 y 5.4](#). Como se explicó en la [sección 5.2.1](#), las barras de refuerzo longitudinal en el prototipo consisten únicamente en barras de 24 mm de diámetro, para cumplir con los requerimientos de materiales a usar en el modelo. Por otro lado, las NTCDF-2004 en sus disposiciones complementarias para vigas (sección 6.1) especifica que “En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior.....y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro.” Es por este motivo que el refuerzo superior e inferior, colocado en las vigas del edificio, consiste siempre en dos barras de 24 mm, a pesar de que en varias secciones es muy superior al refuerzo requerido, como se observa en la [tabla 5.3](#).

Tabla 5.3. Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en las vigas.

Pisos 1 y 2		Mu actuante (t.m)	As requerido (cm ²)	# varillas colocadas de 24mm	As colocado (cm ²)	% diferencia	ρ colocado
Viga V35x50	Mneg	-15.93	9.21	2	9.05	-1.8	0.0079
ejes A y C	Mpos	12.83	8.42	2	9.05	7.4	0.0079
Viga V30x35	Mneg	-7.22	6.46	2	9.05	40	0.0121
ejes 1 y 3	Mpos	6.89	6.13	2	9.05	47.5	0.0121
Viga V30x35	Mneg	-3.75	2.95	2	9.05	206.3	0.0121
eje 2	Mpos	1.95	1.51	2	9.05	501.2	0.0121
Piso 3		Mu actuante (t.m)	As requerido (cm ²)	# varillas colocadas de 24mm	As colocado (cm ²)	% diferencia	ρ colocado
Viga V35x50	Mneg	-13.01	8.45	2	9.05	31	0.0079
ejes A y C	Mpos	12.83	8.09	2	9.05	11.8	0.0079
Viga V30x35	Mneg	-5.55	4.09	2	9.05	121.0	0.0121
ejes 1 y 3	Mpos	5.85	4.33	2	9.05	109.1	0.0121

Tabla 5.4. Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en columnas.

Piso 1	Mu (t.m)	Pu (t)	As requerido (cm ²)	# varillas colocadas de 24mm	As colocado (cm ²)	% diferencia	ρ colocado
Columna C-3	19.93	45.53	37.01	8	36.19	-2.20%	0.0179
Columna B-3	22.53	7.31	38.06	8	36.19	-4.90%	0.0179
Columna C-2	21.77	52.66	34.02	8	36.19	6.38%	0.0179

En la [figura 5.6.a](#) se muestra el detallado de las secciones de vigas y columnas del edificio, correspondiente a este diseño.

De acuerdo con la práctica común de diseño en el Distrito Federal, la losa de piso fue revisada solamente por carga vertical, más no así por las fuerzas sísmicas laterales. Asimismo, el firme de concreto de 8 cm, fue reforzado con malla de acero electrosoldada para cumplir con el requisito de refuerzo mínimo por cambios volumétricos en el concreto (NTCDF-2004, sección 5.7) cuya ecuación es la siguiente:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Donde:

a_{s1} : área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm²/cm)

x_1 : dimensión mínima del miembro medida perpendicular al refuerzo (cm)

De esta manera:

$$x_1 = 8 \text{ cm. (espesor del firme)}$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fluencia de diseño de la malla electrosoldada)}$$

$$\rightarrow a_{s1} = 0.010 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Por tanto, la cuantía mínima es:

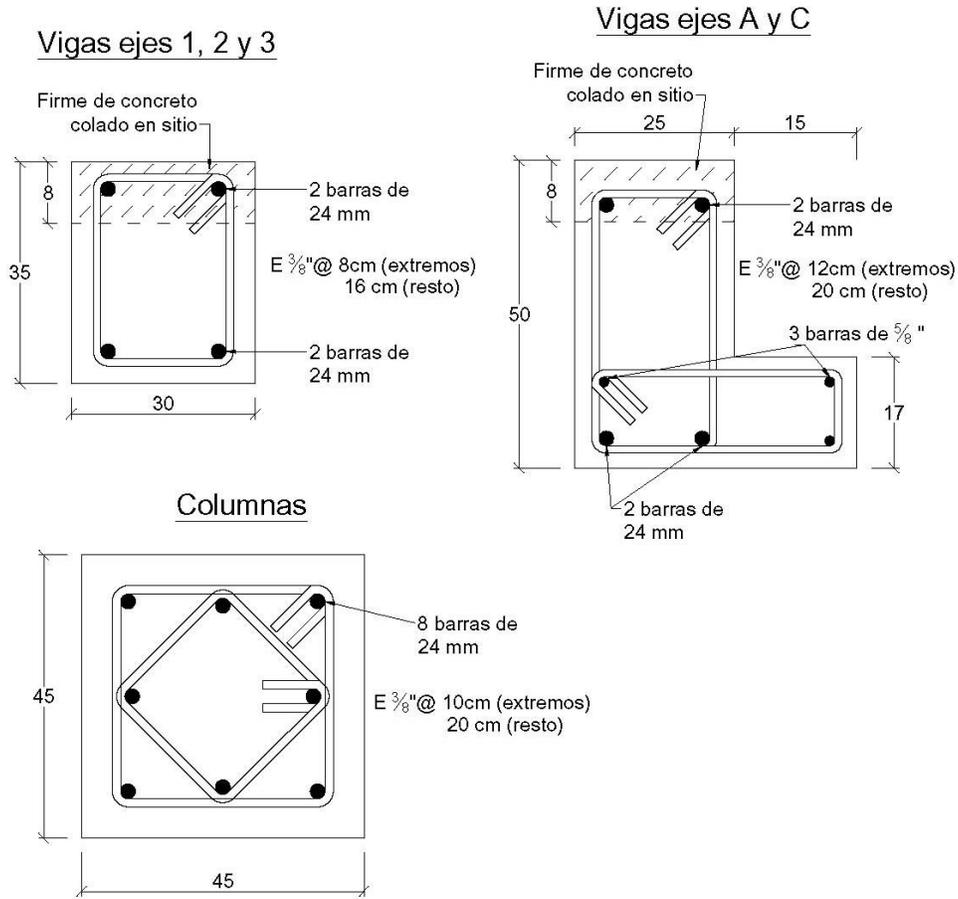
$$\rho = \frac{0.010}{8} = 0.0013$$

Para cumplir con este requisito se eligió la malla 6x6-6/6, cuya área de acero y cuantía son las siguientes:

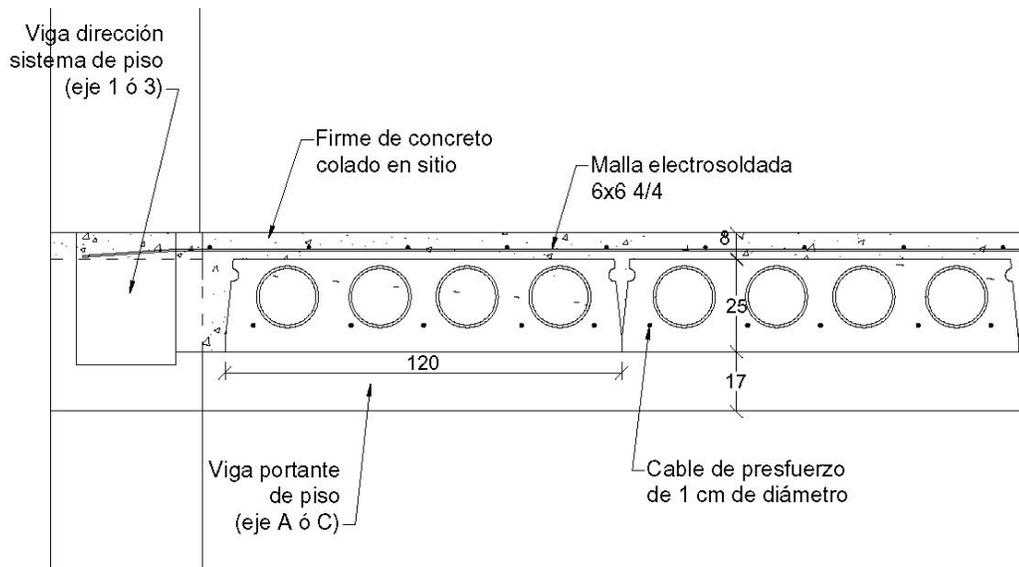
$$A_s = 1.225 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{1.225 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 8 \text{ cm}} = 0.0015$$

La sección de losa así diseñada se muestra en la [figura 5.6.b](#).



a. Detallado de las secciones de vigas y columnas del edificio (medidas en cm)



b. Detallado del bloque de losa y malla de refuerzo del firme (medidas en cm.)

Fig. 5.6. Resumen del diseño del edificio prototipo.

Se debe mencionar que las NTCDF-2004 cuenta con un requerimiento para el diseño de los diafragmas para fuerzas sísmicas en su plano (sección 6.6.4), en donde dice que “Los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte”. Así mismo, recomienda un refuerzo mínimo por fuerza cortante de, $\rho = 0.0025$ (sección 6.6.5), el cual es igual al refuerzo mínimo utilizado en muros. Sin embargo, en la práctica estos requerimientos generalmente no se toman en cuenta.

5.3 Modelo a escala del edificio prototipo, a ensayarse en mesa vibradora

5.3.1 Leyes de similitud entre el modelo y prototipo

En un estudio experimental, por simplicidad, en lugar de ensayar a la estructura prototipo, se construye un modelo a escala que represente su comportamiento; es decir, los patrones de daño y los mecanismos de falla del modelo deben de ser similares a los observados en el prototipo después de un sismo. Para este fin, la teoría de la modelación establece reglas para la geometría, propiedades de los materiales, condiciones externas (cargas) del modelo y prototipo. Estas reglas son llamadas leyes de similitud, y definen una correspondencia entre el modelo y prototipo, garantizándose de esta forma, que todos los resultados obtenidos luego de ensayar el modelo, puedan ser extrapolados al prototipo y obtener recomendaciones de diseño para las estructuras.

En el presente estudio, las leyes de similitud entre el modelo y prototipo son derivadas a partir de las siguientes hipótesis:

- Las dimensiones del modelo son obtenidas a partir de las dimensiones del prototipo afectadas por el factor de escala S_L elegido.
- Los materiales usados en el modelo tienen las mismas propiedades que los materiales usados en el prototipo, con la diferencia de que sus tamaños son escalados para estar en concordancia con las dimensiones del modelo.
- Las masas se consideran concentradas en los pisos

A partir de estas hipótesis, se obtienen las leyes de similitud mostradas en la [Tabla 5.5](#). El factor de escala S_L elegido, fue de 4.

Tabla 5.5. Leyes de Similitud entre el prototipo (p) y modelo (m)

Propiedad	Ley de Similitud
Longitud	$L_m = L_p / S_L$
Area	$A_m = A_p / (S_L)^2$
Esfuerzos, cargas por unidad de área	$\sigma_m = \sigma_p$
Densidad del material	$\rho_m = \rho_p$
Masa	$m_m = m_p / (S_L)^2$
Pesos, cargas	$W_m = W_p / (S_L)^2$
Momentos	$M_m = M_p / (S_L)^3$
Tiempo, periodos	$T_m = T_p / \sqrt{(S_L)}$
Rigideces	$K_m = K_p / S_L$
Aceleraciones	$a_m = a_p$

5.3.2 Aplicación de las leyes de similitud y obtención de las características del modelo a ensayarse

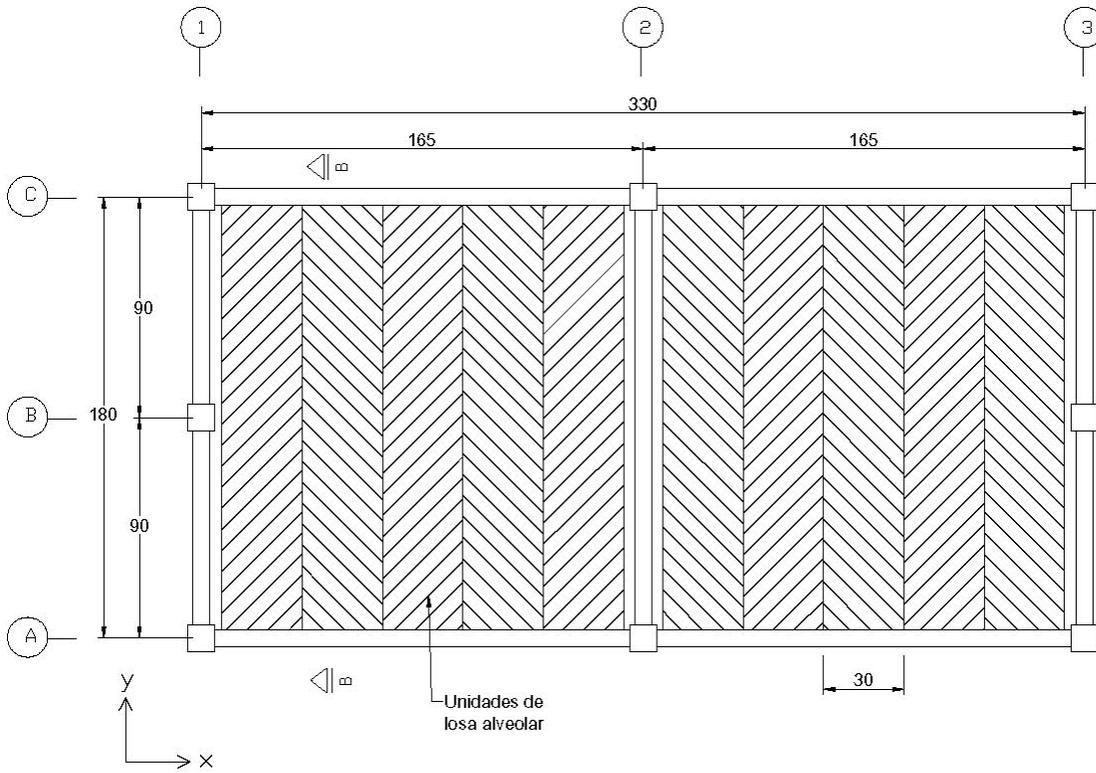
Aplicando las leyes de similitud de la [Tabla 5.5](#) se hallaron las dimensiones y propiedades del modelo, representativo del edificio prototipo, a ensayarse en mesa vibradora. Las características generales del modelo (espécimen) se presentan en la [figura 5.7](#).

De acuerdo con las leyes de similitud empleadas, las cargas por unidad de área, tanto en el prototipo como en el modelo deben de ser iguales. Por tanto, el peso sísmico requerido en el modelo para ser representativo del prototipo, se obtiene multiplicando las cargas sísmicas por unidad de área en planta (mostradas en la [sección 5.2.2](#) y [tabla 5.6](#)) por el área de la planta del modelo:

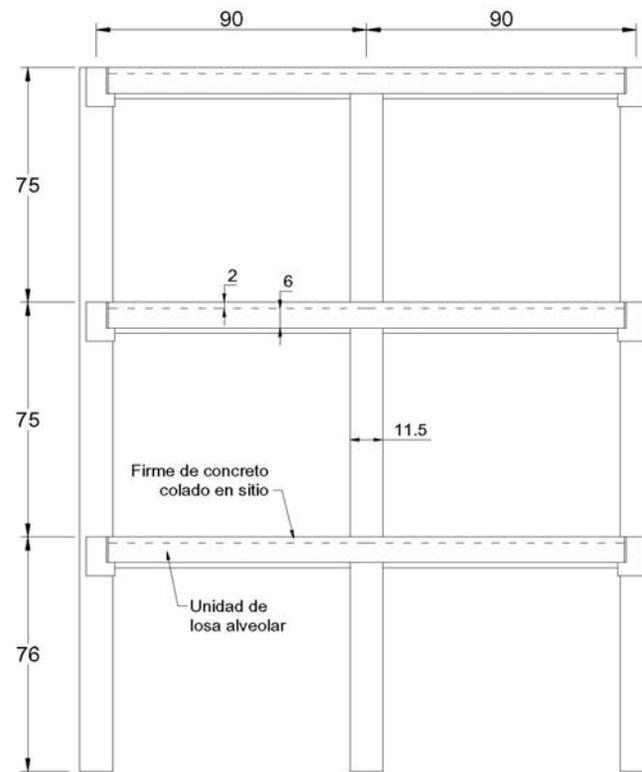
$$\text{Area de la planta modelo} = 3.3 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} = 5.94 \text{ m}^2$$

Tabla 5.6. Peso sísmico requerido en el modelo

Nivel	Carga total sísmica (ton/m ²)	Peso sísmico requerido modelo (ton)
1 y 2	0.79	4.69
3	0.73	4.33
Total		13.71

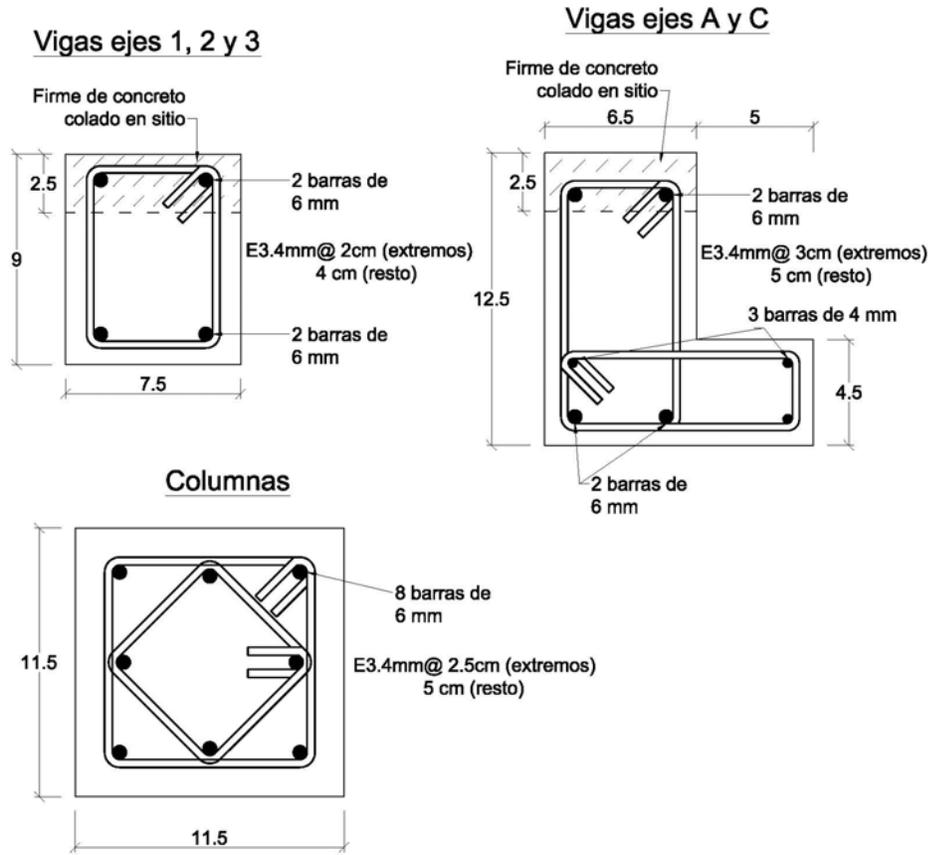


a) Planta del espécimen (dimensiones en centímetros)

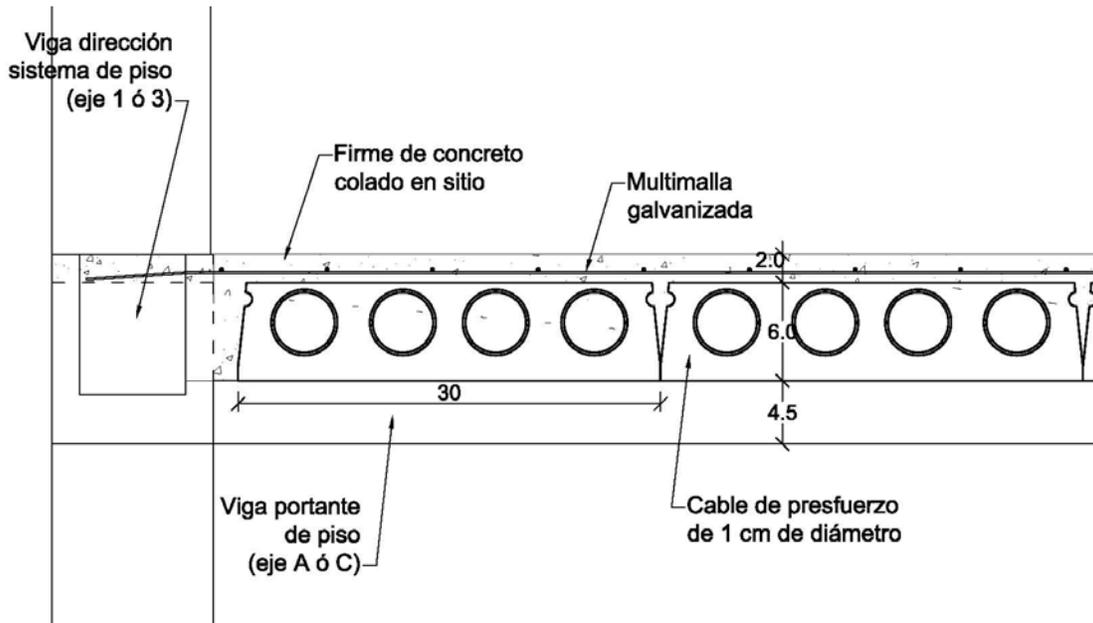


b) Elevación Eje 1

Fig. 5.7. Características generales del edificio a nivel de espécimen



c) Armados de vigas y columnas del espécimen (cm)



d) Sistema de piso del espécimen.

Fig. 5.7. Características generales del edificio a nivel de espécimen (continuación)

Como todas las dimensiones del modelo corresponden a las del prototipo divididas por el factor de escala de 4, el área de su planta corresponde a la del prototipo dividido entre el factor de escala al cuadrado, y por lo tanto el peso sísmico requerido en el modelo corresponde también al del prototipo dividido entre el factor de escala al cuadrado, tal como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} W_p &= w \times A_p \\ W_m &= w \times A_m = w \times A_p/s^2 \\ W_m &= W_p/s^2 \end{aligned} \dots\dots\dots (5.1)$$

Donde:

- w = peso sísmico por unidad de área
- s = factor de escala
- W = peso sísmico total
- A = área de la planta
- p y m = prototipo y modelo, respectivamente

Por otro lado, sabemos que el peso sísmico de un edificio es la suma de su carga muerta (peso propio de los elementos) y la carga viva instantánea. Para el prototipo se tiene:

$$W_p = CM_p + CV_p$$

Es así que el peso sísmico requerido en el modelo, dado por la [ecuación 5.1](#), se puede escribir de la siguiente manera:

$$W_m = CM_p/s^2 + CV_p/s^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

Mientras que el peso sísmico con el que cuenta el modelo es el correspondiente solamente a su peso propio:

$$W_m = CM_m \dots\dots\dots (5.3)$$

Además, como la densidad del concreto es la misma (aproximadamente igual a 2.4 t/m³) se deduce que el peso propio de los elementos en el modelo corresponde al del prototipo dividido entre el factor de escala al cubo, tal como se muestra a continuación:

Donde:

$$\begin{aligned} V &= \text{volumen} \\ CM_p &= \gamma_c \times V_p \\ CM_m &= \gamma_c \times V_m = \gamma_c \times V_p/s^3 = CM_p/s^3 \end{aligned} \dots\dots\dots (5.4)$$

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

Comparando las ecuaciones 5.3 y 5.4, tenemos que el peso sísmico con el que cuenta el modelo es igual a:

$$W_m = CMp / s^3 \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

Vemos que el peso sísmico con el que cuenta el modelo (ecuación 5.5) es menor al peso sísmico requerido según las leyes de similitud (ecuación 5.2), por lo que se tiene que compensar esta carencia mediante pesos adicionales colocados en el modelo. En el presente estudio, usamos lingotes de acero anclados a las losas de piso del edificio para cumplir con este objetivo, tal como se muestra en la figura 5.8.

Con los pesos adicionales mediante lingotes podemos acercarnos al peso sísmico requerido en el modelo, según se muestra en la tabla 5.7. Si bien no se llega exactamente al peso sísmico requerido, la diferencia de pesos es tomada luego en los análisis de la sección 5.4.

Tabla 5.7. Pesos sísmicos en el modelo.

Nivel	Peso sísmico requerido*	Peso propio modelo	Peso adicionado con lingotes	Peso total ** modelo (ton)	% del Peso total requerido
1 y 2	4.69	1.341	2.7	4.041	86.2%
3	4.33	1.246	2.7	3.946	91.2%
				12.03	

* Viene de la tabla 5.6

** Peso propio + peso lingotes

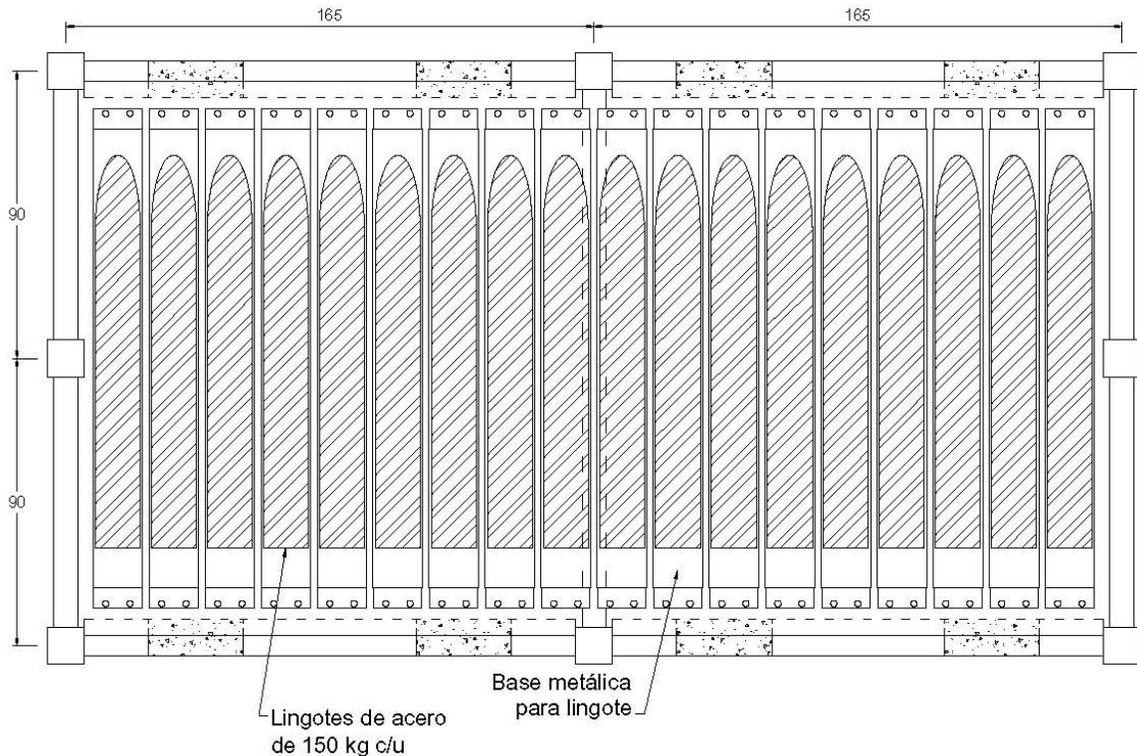


Fig. 5.8. Lingotes de acero sobre las losas de piso del edificio para obtener el peso sísmico requerido

La malla de refuerzo del firme en el modelo, fue obtenida a partir de la cuantía de acero de la malla del prototipo, $\rho = 0.0015$, y con el espesor del firme del modelo de 2 cm. Así, el área de acero por metro de ancho, requerida en la malla del modelo se obtiene como se muestra a continuación:

$$\rho = \frac{As (cm^2 / m)}{100cm \times 2cm}$$

Para, $\rho = 0.0015$

$$\rightarrow As = 0.3 \text{ cm}^2/m$$

Para cumplir con esta área de acero, se eligió a la *Multimalla Galvanizada* 10x10 Cal.12.5, proporcionada por *DeAcero*. Esta malla tiene una separación de 10 cm. y un área de acero y cuantía igual a:

$$As = 0.341 \text{ cm}^2/m$$

$$\rho = \frac{0.341 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}} = 0.0017$$

Vemos que la cuantía es similar a la usada en el prototipo, de 0.0015.

5.3.3 Propiedades de los materiales usados en el modelo

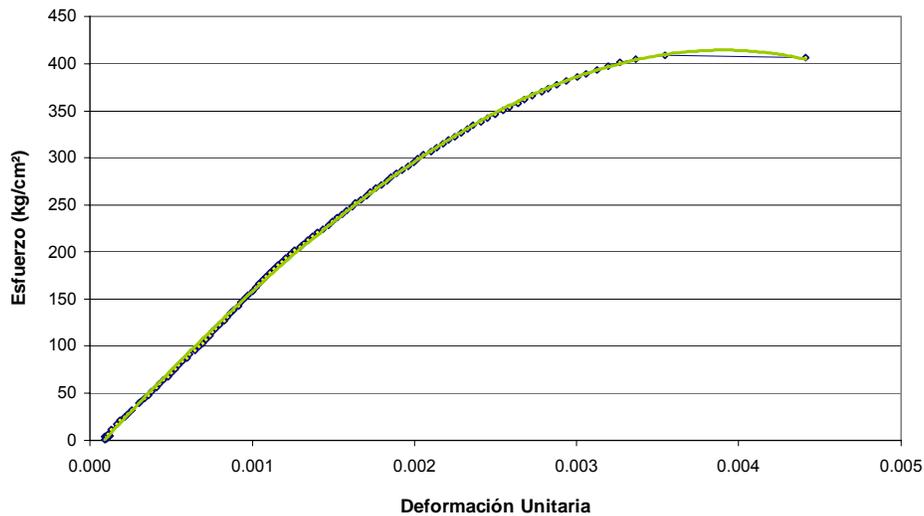
El concreto del modelo fue diseñado usando los mismos criterios de diseño de mezclas de estructuras comunes. De esta manera se obtuvo la resistencia requerida, de 350 kg/cm^2 , y una trabajabilidad adecuada. Sin embargo, como los espacios dejados por las armaduras de acero en el modelo, a ser llenados por el concreto, son considerablemente menores que el de una estructura a escala natural, se consideró necesario definir un tamaño máximo del agregado mucho menor al usado normalmente. Es así que el tamaño máximo elegido fue de $\frac{1}{4}$ " (6.3mm). Por otro lado, para obtener la trabajabilidad adecuada en los colados, se vio la necesidad de usar un aditivo plastificante. La curva típica del concreto obtenida de ensayos en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se muestra en la [figura 5.9.a](#).

De acuerdo con las leyes de similitud enunciadas en la [tabla 5.5](#), el acero de refuerzo principal en vigas y columnas del modelo, resultó ser de un diámetro de 6 mm (correspondiente a 24 mm. en el prototipo). Este acero fue traído de Nueva Zelanda, ya que no se pudo encontrar en nuestro medio, varillas de ese diámetro con corrugaciones como las varillas usadas en construcción. La curva típica de esta varilla (NZ-500E), obtenida de ensayos en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se muestra en la [figura 5.9.b](#). En esta figura se aprecia que el esfuerzo de fluencia es alrededor de 5300 kg/cm^2 , un poco mayor que el de diseño, 4900 kg/cm^2 .

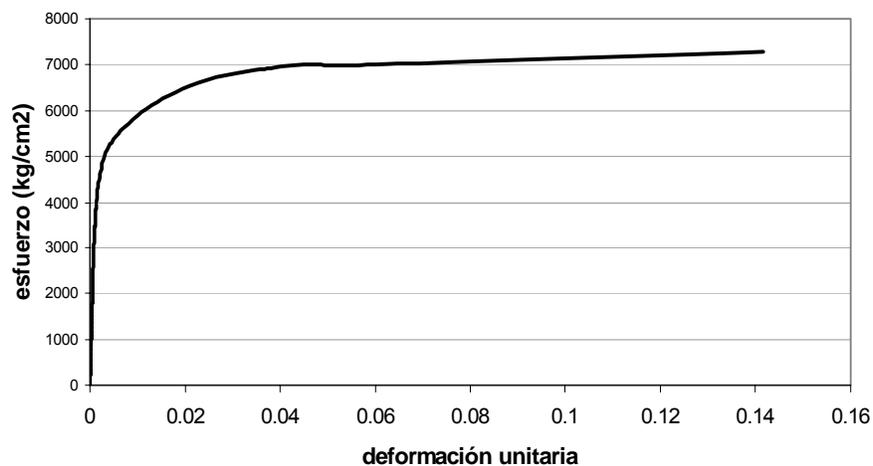
5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

Para el refuerzo del firme de concreto, se usó la malla galvanizada de calibre 12.5 y 10 cm. de separación, para cumplir con el requisito de refuerzo mínimo por temperatura (sección 5.3.2). La curva típica de los alambres de la malla, obtenida de ensayos en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería, se muestra en la figura 5.9.c. En esta figura se aprecia que el esfuerzo de fluencia es alrededor de 4250 kg/cm², el cual es menor que los especificados para mallas electrosoldadas, 5000 kg/cm².

Para los estribos, se usó alambre galvanizado de 3.42 mm de diámetro y esfuerzo de fluencia de 2600 kg/cm², cuya curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.9.d.

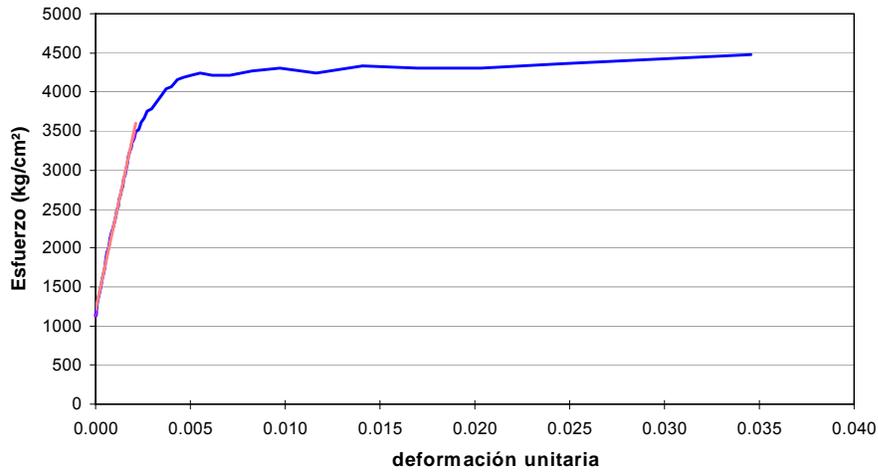


a) Curva típica del concreto usado en el modelo.

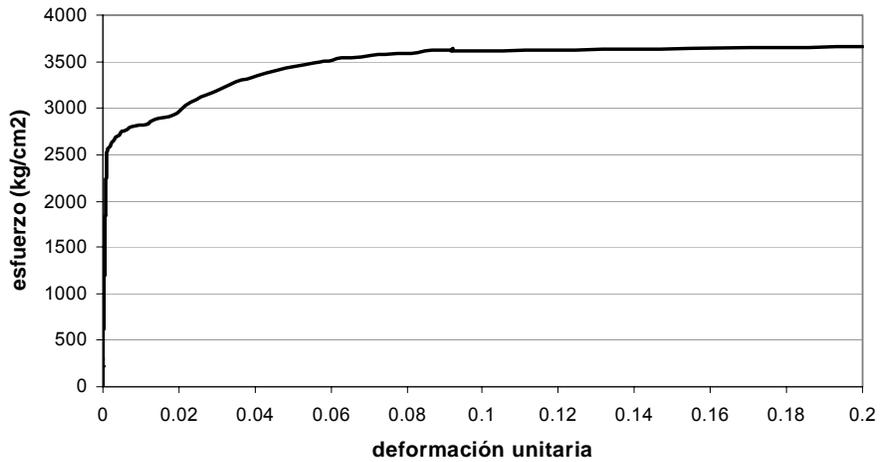


b) Curva para el acero principal (NZ-500E)

Fig. 5.9. Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales usados en el modelo.



c) Curva del alambre de la malla galvanizada.



d) Curva de alambre recocido para refuerzo transversal en el espécimen.

Fig. 5.9. Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales usados en el modelo (continuación)

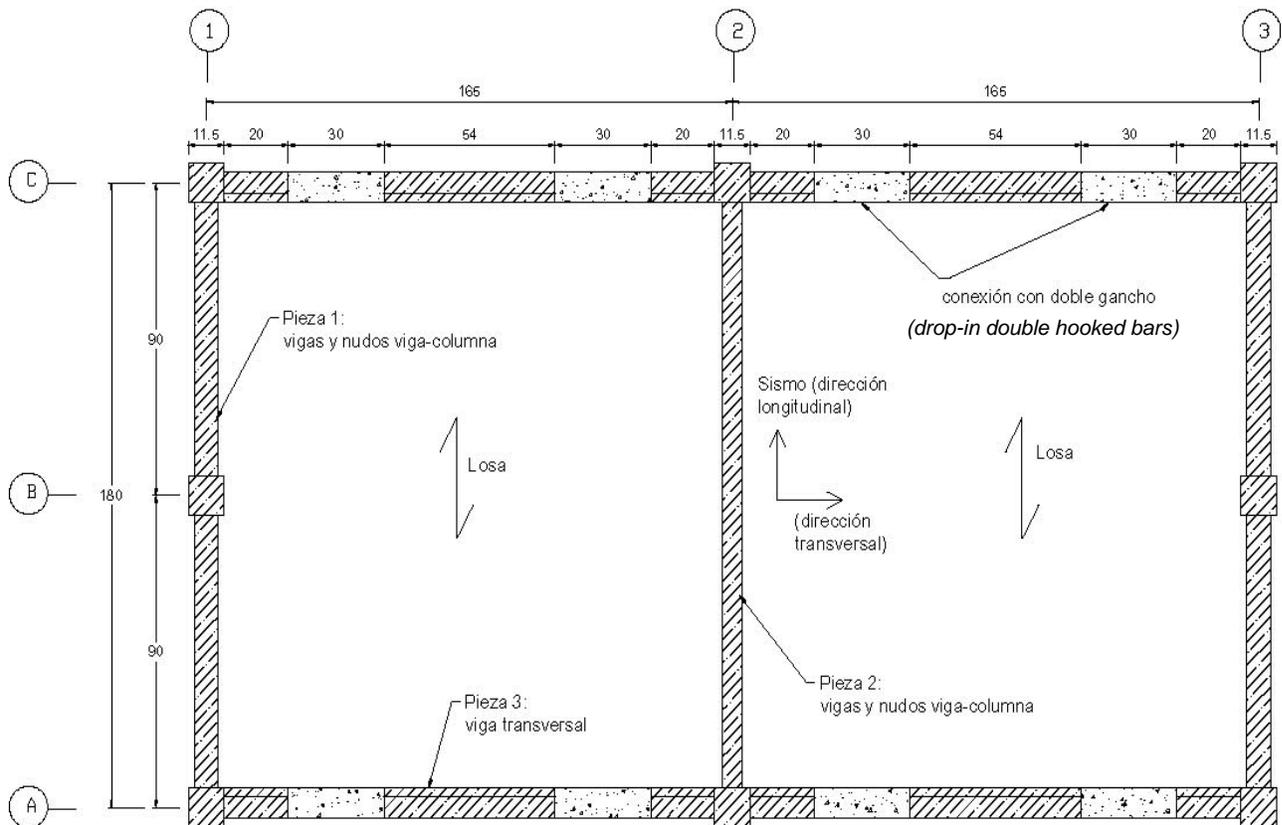
5.3.4 Detalle de las conexiones entre vigas y columnas del modelo

La ubicación de las conexiones entre vigas y entre vigas y columnas se muestra en la [figura 5.10](#). El diseño de estas conexiones se realizó siguiendo las recomendaciones de las NTCDF-2004 y las prácticas de diseño de estructuras prefabricadas en Nueva Zelanda [Guidelines, 1999]. Según estas prácticas de diseño, se deben colocar tubos de acero corrugado en los nudos viga-columna, y en la parte inferior de las columnas, con el fin de crear ductos a través de los cuales puedan penetrar varillas correspondientes a las

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

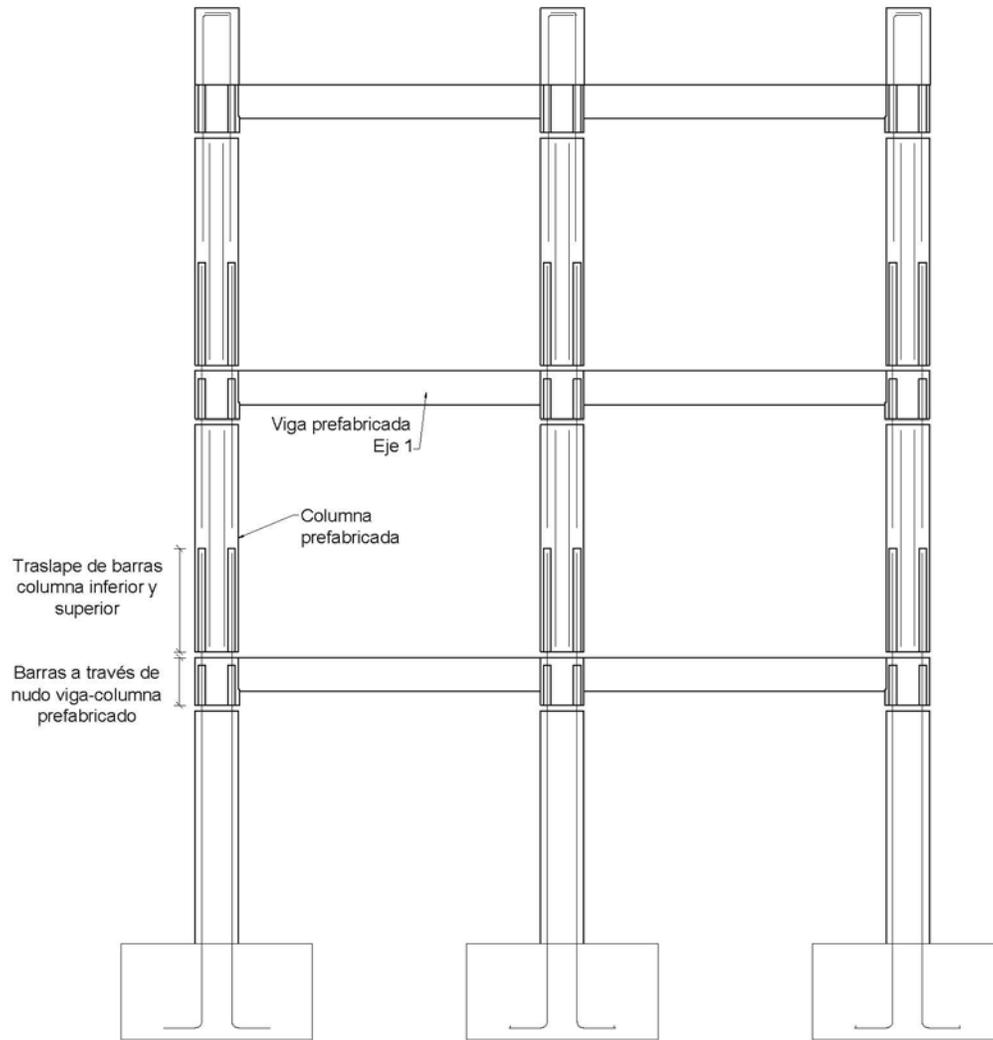
columnas inferiores a conectar con las superiores (Fig. 5.11.a). Estos ductos deben tener un diámetro entre 2 a 3 veces el diámetro de la varilla que penetra [Guidelines, 1999], y serán rellenados con concreto líquido de alta resistencia (*grout*) una vez conectadas las piezas.

La longitud de penetración de las varillas de la columna inferior, en los ductos de la columna superior, debe ser la mayor de: la longitud de anclaje de barra recta y la longitud de traslape de esta varilla con las de la columna superior. De acuerdo con las recomendaciones de las NTCDF 2004, sección 5.1, la longitud de traslape es mayor que la longitud de anclaje. De acuerdo con las propiedades del acero y concreto del modelo, la longitud de traslape resulta ser de 26 cm. (en el Apéndice A se muestra el procedimiento de cálculo).



a) Ubicación de conexiones entre vigas

Fig. 5.10. Ubicación de las conexiones entre vigas y entre vigas y columnas



b) Ubicación de conexiones entre nudos viga-columna y columnas

Fig. 5.10. Ubicación de las conexiones entre vigas y entre vigas y columnas (continuación)

Para las conexiones entre vigas se usó el arreglo de barras con doble gancho, el cual es muy usado en Nueva Zelanda, tal como se muestra en la [figura 5.11.b](#). Este arreglo fue empleado debido a que constructivamente resulta muy fácil de hacerlo. La longitud de traslape de cada par de gancho, recomendado por las prácticas de diseño de estructuras prefabricadas en Nueva Zelanda, es igual a:

$$L_{dh} + 8d_b \quad , \quad \text{pero no menor de } 0.75 h_c$$

Donde:

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

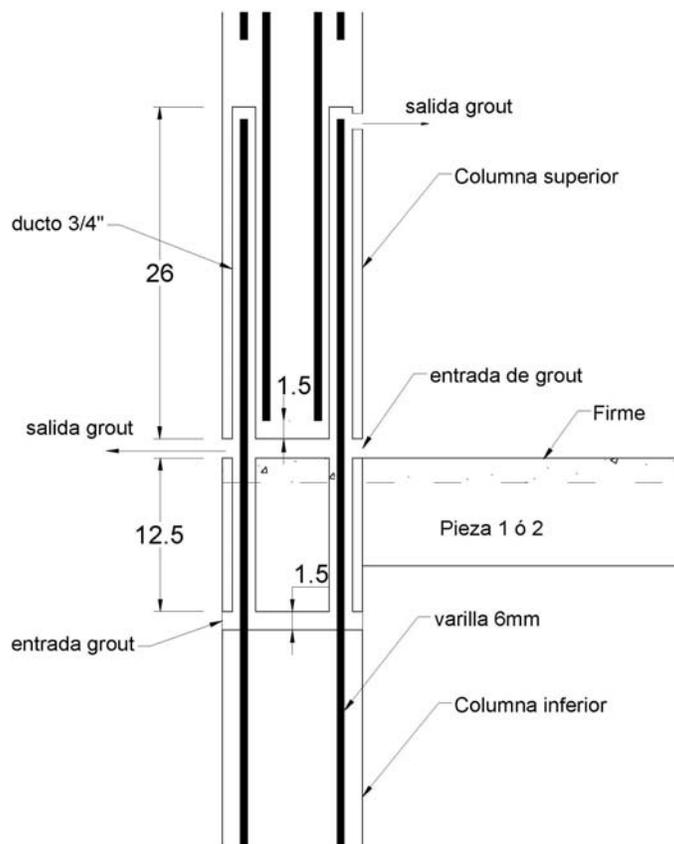
L_{dh} = Longitud de desarrollo de barra con doblé a 90°

d_b = diámetro de la barra

h_c = peralte de la columna

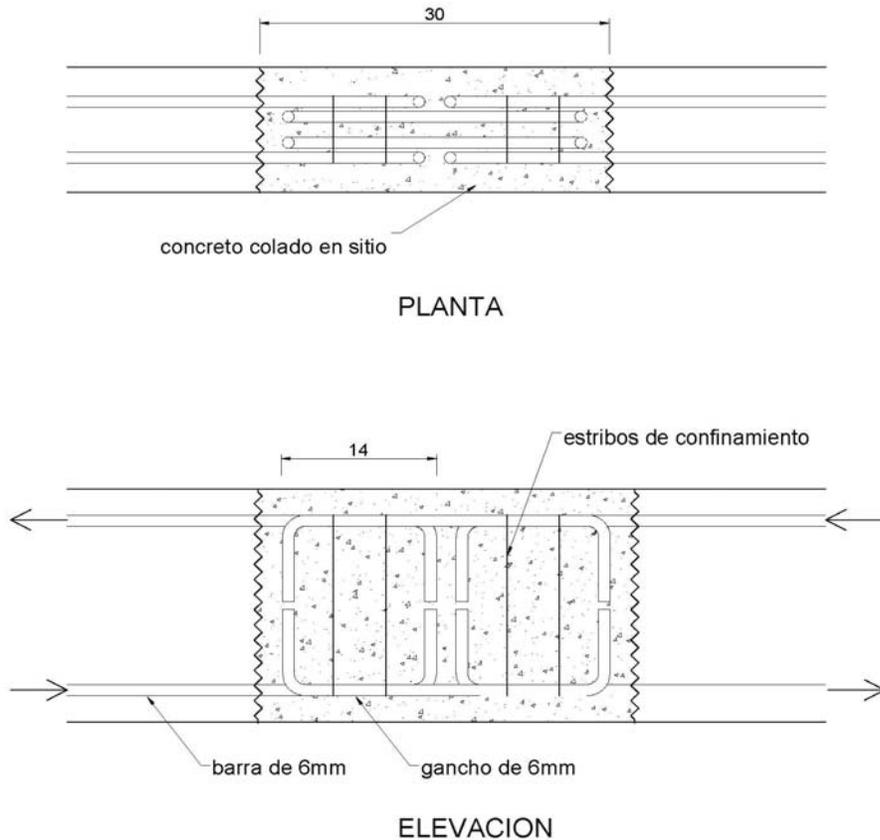
La longitud de desarrollo de barra con doblé a 90° , L_{dh} , se calculó de acuerdo con las NTCDF-2004, sección 5.1.2, tal como se muestra en el [Apéndice A](#), resultando ser de 9.6 cm. Luego, la longitud de traslape de cada par de gancho se calcula como:

$$\begin{aligned} L_{\text{traslape}} &= L_{dh} + 8d_b \\ &= 9.6 + 8(0.6) = 14 \text{ cm. (Fig. 5.11)} \end{aligned}$$



a) Detalle de conexión entre nudos viga-columna y columnas

Fig. 5.11. Detalle de conexiones entre vigas y columnas



b) Detalle de la conexión entre vigas

Fig. 5.11. Detalle de conexiones entre vigas y columnas (continuación)

5.4 Predicción de la respuesta sísmica del modelo a escala del edificio para el ensaye en mesa vibradora

5.4.1 Procedimiento a seguir

El modelo en estudio será ensayado dinámicamente en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería, UNAM, con lo cual se espera representar el movimiento sísmico a que estaría sujeto el edificio prototipo en el lugar donde está ubicado. En este sentido, se requiere de un registro sísmico que represente adecuadamente las condiciones del lugar. Se ha considerado que el prototipo estaría ubicado en Acapulco, en la zona I-D, cuyo espectro de diseño se muestra en la [figura 5.4](#). Por tanto, el espectro de respuesta del sismo a usarse para el ensaye dinámico tiene que ser similar al de Acapulco.

Una vez teniendo el registro sísmico deseado, el espécimen a ensayarse es analizado con un programa de cómputo y mediante un análisis tiempo-historia no-lineal, se representa el ensaye dinámico en mesa vibradora y se obtiene de esta manera, una predicción de la respuesta del edificio. Esta predicción es de

gran importancia ya que nos da información de cómo se comportará la estructura en el ensayo dinámico, y de si es congruente con las predicciones de su comportamiento. En el presente estudio, como se mencionó en la [introducción y en este capítulo](#), se hace ver que los sistemas de piso de edificios prefabricados en México no están siendo bien diseñados, por lo que se estima que el sistema de piso del edificio en estudio llegaría a fallar con el sismo de diseño.

5.4.2 Resistencia del Espécimen ante cargas sísmicas laterales

La resistencia de un edificio, frente a acciones sísmicas laterales, se define como la fuerza cortante en la base del edificio para la cual se formó un número considerable de rótulas plásticas del mecanismo de colapso elegido, que hace que el edificio entre en fluencia; es decir, que ceda ante el incremento de las deformaciones laterales.

Una manera de hallar la resistencia lateral de un edificio, es someténdolo a cargas laterales las cuales se van incrementando gradualmente, mientras se van formando las rótulas plásticas en vigas y columnas, hasta que se llega al mecanismo de colapso elegido. Este procedimiento se conoce como *pushover*, y se obtienen curvas de cortante basal vs. desplazamiento del último nivel, como la mostrada en la [figura 5.13](#).

Para el edificio en estudio, se usó una distribución rectangular de cargas en su altura (fuerzas iguales en cada nivel) tal como se muestra en la [figura 5.12](#). En esta figura se presenta el mecanismo de colapso deseado columna fuerte-viga débil, de los marcos resistentes a fuerza sísmica del edificio en estudio. Mediante el análisis *pushover* se puede comprobar también si el mecanismo de colapso de la estructura es el deseado.

El análisis *pushover* fue realizado en el programa Ruaumoko [Carr, 1998]. En primer lugar, se calculan los momentos resistentes en los extremos de las vigas longitudinales (en la dirección del sismo) y de las columnas, en base a los diagramas momento vs. curvatura de las secciones consideradas. Como todas las vigas longitudinales tienen la misma sección y el mismo armado ([Fig. 5.7.c](#)) tienen el mismo Momento resistente, M_v , en sus extremos. Para las columnas es necesario conocer la carga axial actuante, la cual se puede ver de la [tabla 5.8](#). En esta tabla, P_{piso} corresponde a la carga tributaria de la columna, conformada por el peso propio de los elementos y la carga viva, la cual es proporcionada por los lingotes colocados en el piso. P_{acum} , es la carga acumulada, la cual es igual a la carga tributaria de la columna del piso en cuestión, más la carga de los pisos superiores. $P / A_g f'_c$, es igual a la carga acumulada, P_{acum} , dividida entre el área bruta de la columna, A_g , y la resistencia especificada del concreto, f'_c

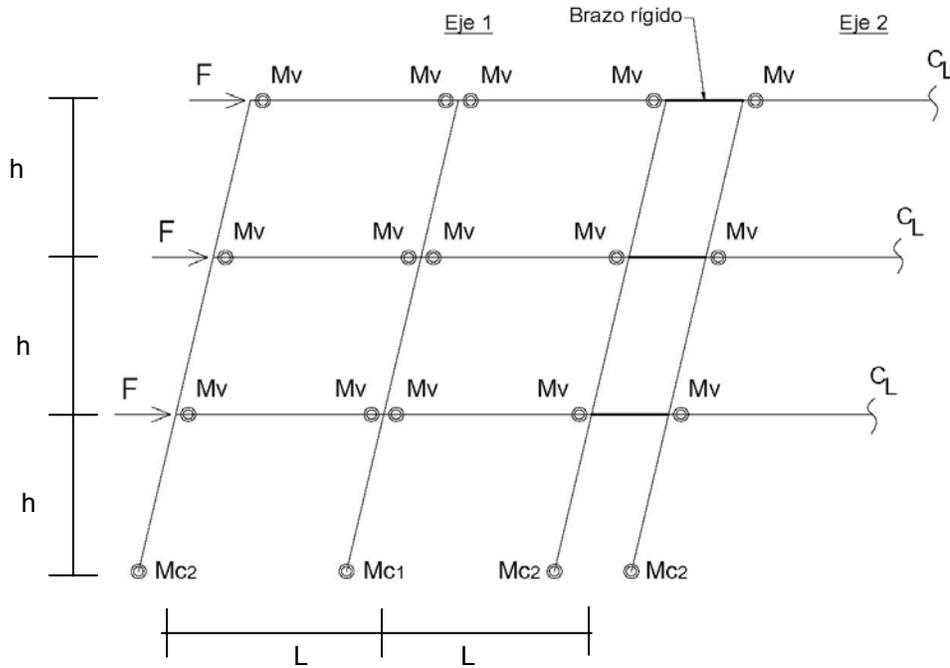


Fig. 5.12. Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil y momentos de fluencia en las articulaciones plásticas de vigas y columnas del edificio en estudio, para las fuerzas F aplicadas.

Tabla 5.8. Cargas verticales en las columnas debidas al peso propio del edificio y lingotes

Columna		Nivel		
		3	2	1
C-2	P piso (kg)	980	1055	1055
	P acum (kg)	980	2035	3090
	P / Ag f'c	0.02	0.04	0.07
C-1	P piso (kg)	501.39	538.89	538.89
	P acum (kg)	501.39	1040.27	1579.16
	P / Ag f'c	0.01	0.02	0.03
B-1	P piso (kg)	37.94	37.94	37.94
	P acum (kg)	37.94	75.87	113.81
	P / Ag f'c	0.00	0.00	0.00

Como las cargas axiales en las columnas son bajas, solamente se consideraron dos valores de carga para calcular los momentos resistentes. El primer valor es $P = 0$, en cuyo caso se obtiene el momento resistente en la columna, M_{c1} , y el segundo valor es $P = 1600$ kg. que corresponde a $P / Ag f'c = 0.035$, en cuyo caso se obtiene el momento resistente en la columna, M_{c2} .

Los momentos resistentes, considerando factor de resistencia $F_R = 1$ y propiedades especificadas de los materiales, se presentan a continuación.

	Mto Resistente (kg.m)
Mc₁	590
Mc₂	620
Mv	231

Una vez calculados y ubicados los momentos resistentes de vigas y columnas, se realizó el análisis pushover en el programa Ruaumoko, y se halló la curva mostrada en la [figura 5.13](#), que corresponde a la gráfica del coeficiente sísmico del edificio (cortante basal dividido por el peso total del edificio, $W = 12.03$ ton) vs. la distorsión o *drift* global del edificio (desplazamiento de la azotea dividido por la altura total del edificio, $H = 225$ cm.). Esta curva puede ser idealizada mediante una curva bilineal ([Fig. 5.13](#)), cuyo punto final (punto B) corresponde al máximo desplazamiento de la azotea, demandado por el sismo de diseño, y cuyo punto intermedio (punto A) indica el inicio de la fluencia del edificio, y por tanto, el coeficiente sísmico asociado corresponde a la resistencia lateral del edificio.

De esta manera, la resistencia del edificio expresada como coeficiente sísmico, resultó ser $c = 0.55$. Esto significa que recién para un coeficiente sísmico de 0.55, el edificio tendría un comportamiento inelástico.

Como el coeficiente sísmico de diseño fue de $c = 0.17$ ([sección 5.2.2](#)), la sobrerresistencia del edificio es:

$$SR = \frac{0.55}{0.17} = 3.2$$

Es decir; el edificio es 3.2 veces más resistente de lo que fue diseñado.

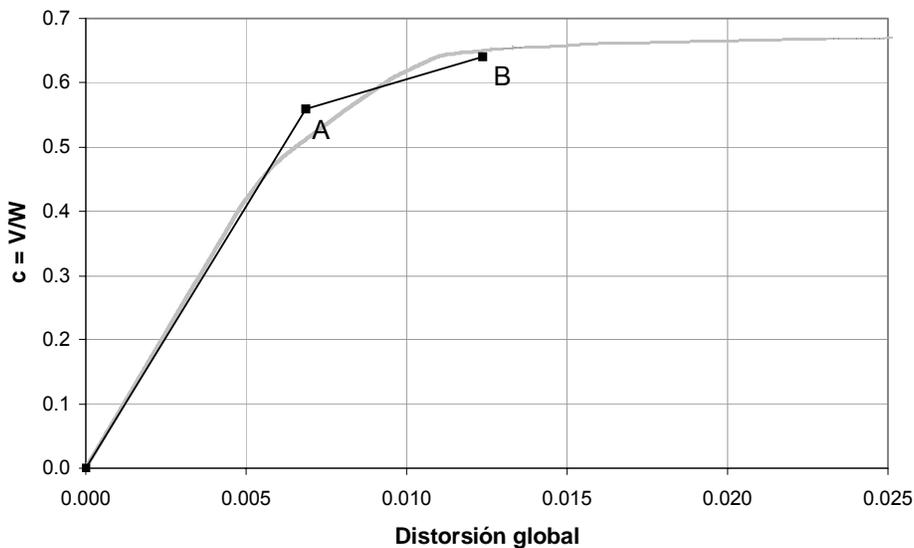


Fig. 5.13. Coeficiente sísmico vs. distorsión global del edificio, obtenidos del análisis pushover, y de una aproximación bilineal.

La sobrerresistencia de una estructura aparece como consecuencia de tomar valores de diseño para las propiedades de los materiales -generalmente menores a los reales-, por diferencias entre lo requerido y lo suministrado -que generalmente es mayor-, por la redundancia en la estructura, y por el uso de factores de seguridad propios del diseño estructural. Como consecuencia, la resistencia lateral de una estructura, ante fuerzas sísmicas laterales, siempre es mayor que la de diseño. Sin embargo, en este edificio en particular, la sobrerresistencia resultó ser mayor a la esperada en edificios con marcos –generalmente de 2- debido principalmente a que el acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas, en varias secciones fue mucho mayor al requerido, por razones que se explicaron en las [secciones 5.2.1 y 5.2.2](#).

Si queremos que el edificio desarrolle una ductilidad semejante a la ductilidad implícita con la cual fue diseñado ($\mu = 3$), el espectro del sismo de demanda tiene que ser similar al espectro de Acapulco con las ordenadas multiplicadas por la sobrerresistencia, SR, del edificio. El registro sísmico elegido, que cumple con este requisito, fue el del sismo de Llolleo, Chile (1985), el cual es un sismo típico de suelo duro y cuyo espectro de respuesta se puede considerar similar al espectro de Acapulco multiplicado por $SR = 3.2$. La comparación entre los dos espectros elásticos, a nivel del prototipo, se presenta en la [Figura 5.14](#), en la cual se muestra el periodo fundamental del edificio prototipo.

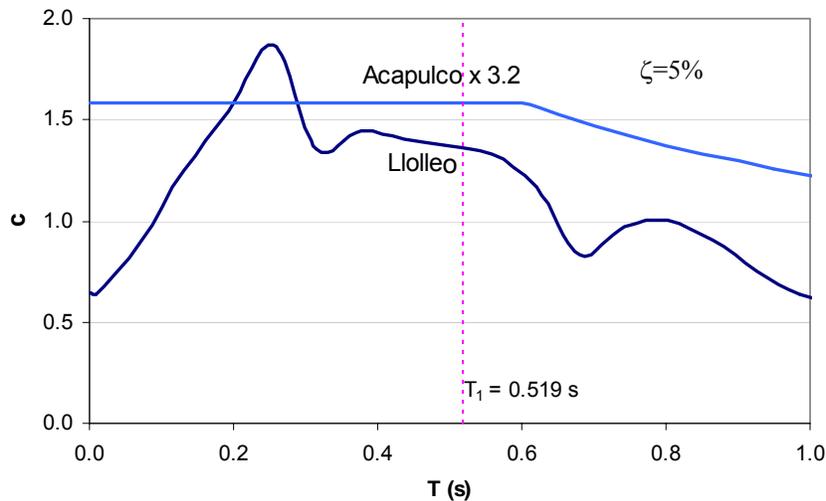


Fig. 5.14. Comparación de los espectros elásticos del sismo de Llolleo (Chile) y del espectro de Acapulco multiplicado por la SR del edificio.

De la [figura 5.14](#), concluimos que se puede usar el sismo de Llolleo como sismo que representa las condiciones de sitio en Acapulco, zona I-D. De esta manera, tenemos definido el sismo a usarse para el análisis dinámico no-lineal del espécimen.

5.4.3 Análisis dinámico no lineal del espécimen

Con la finalidad de obtener la predicción de la respuesta sísmica del espécimen, se realizó un análisis tiempo-historia no-lineal, para lo cual el espécimen fue analizado en el programa Ruaumoko [Carr, 1998]. Este programa realiza análisis en dos dimensiones únicamente. De esta manera, el edificio fue modelado en el plano, ubicando los pórticos en la dirección del sismo (dirección Y-Y, Fig. 5.7) uno al lado del otro y unidos entre si mediante bielas rígidas, tal como se muestra en la figura 5.15. Asimismo, los desplazamientos horizontales de todos los nudos de un mismo nivel, fueron relacionados entre sí para tomar en cuenta la hipótesis del diafragma rígido. Las vigas y columnas fueron modeladas mediante elementos barra tipo *frame*, y su comportamiento inelástico se concentró en las zonas de articulaciones plásticas, ubicadas en los extremos de dichos elementos -en esta etapa, el edificio es considerado como colado en sitio, ya que sus conexiones emulan el comportamiento de edificios monolíticos. El modelo de histéresis para las articulaciones plásticas fue el modelo bi-linear modificado de Takeda [Carr, 1998]. Los nudos entre vigas y columnas se asumieron como nudos rígidos. Para el análisis dinámico se tomaron en cuenta solamente los tres primeros modos de vibrar. El amortiguamiento asociado para cada modo se tomó igual a 5 % del crítico.

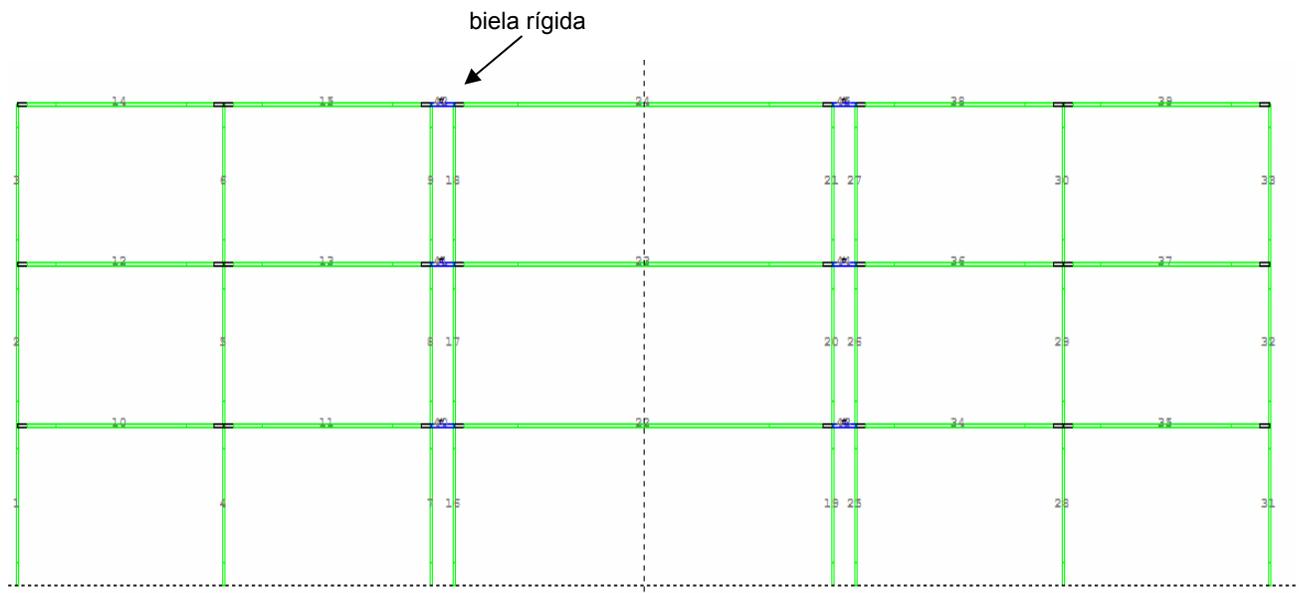


Fig. 5.15. Modelado del espécimen en el programa Ruaumoko.

Para el análisis tiempo-historia se usó el método de integración de Newmark de la Aceleración Promedio Constante [Clough, 1993], el cual es un método incondicionalmente estable. Se recomienda que el paso de integración sea menor que $0.1T_p$, donde T_p es el periodo de vibración mas pequeño del sistema [Carr, 1998]. Como se vio en la sección 5.2.2, mediante el programa ETABS-2000, se calcularon los periodos de los tres modos considerados para el análisis del edificio, a nivel del prototipo, siendo el periodo de vibración más pequeño (tercer modo) de 0.06 seg. De acuerdo con las leyes de similitud enunciadas en la tabla 5.5, el periodo a nivel del modelo es igual al periodo a nivel de prototipo dividido por la raíz cuadrada del factor de escala $S_L = 4$. Por tanto, el periodo del tercer modo a nivel del modelo resulta ser de 0.03 seg. Siguiendo la recomendación indicada, el paso de integración debe ser menor que 0.003. Por lo que se eligió un paso de integración de 0.001.

El registro sísmico usado fue el de Llolleo, Chile. El registro original tiene aceleraciones registradas cada de 0.02 seg. y una duración de 60 seg. El registro sísmico usado para el modelo, es el resultado de aplicar las leyes de similitud de la tabla 5.5 al registro original. De esta manera, las aceleraciones son las mismas, mientras que los tiempos son divididos por la raíz cuadrada del factor de escala S_L de 4, con lo que el intervalo de tiempo del registro para el modelo resulta ser de 0.01 seg. y la duración de 30 seg., tal como se muestra en la Fig. 5.16.

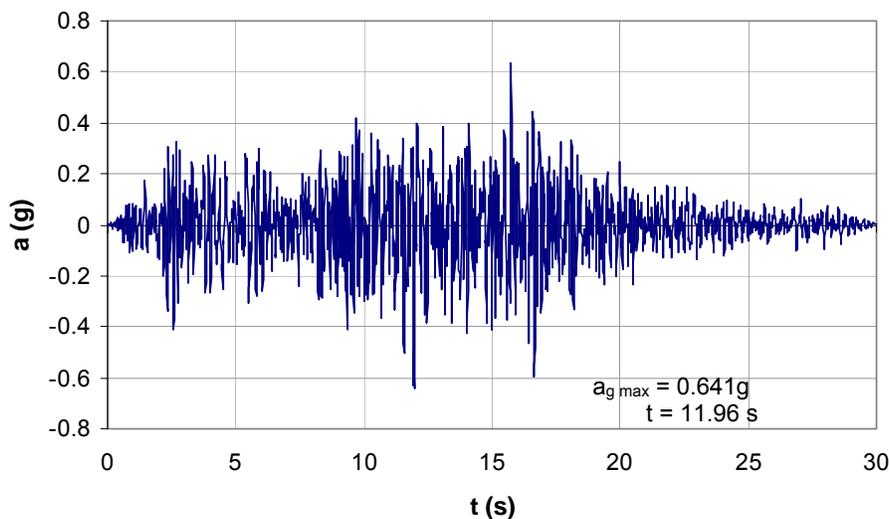


Fig. 5.16. Registro sísmico del sismo de Llolleo (Chile, 1985) para el espécimen.

Mediante el análisis tiempo-historia no-lineal se obtiene la respuesta sísmica del espécimen. Como primeros resultados se muestran los periodos de los tres primeros modos de vibrar del edificio:

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

Modo	T (seg)	f (Hz)
1	0.290	3.45
2	0.082	12.15
3	0.042	23.81

T = periodo
f = frecuencia

De los diversos resultados nos interesan las aceleraciones y desplazamientos máximos de cada nivel, con los cuales podemos calcular las fuerzas de piso y las distorsiones de entrepiso, respectivamente, (Tablas 5.9 y 5.10). En las figuras 5.17 y 5.18 se presentan las historias de aceleraciones y desplazamiento de los tres niveles del edificio, respectivamente.

Tabla 5.9. Distorsiones relativas máximas de entrepiso

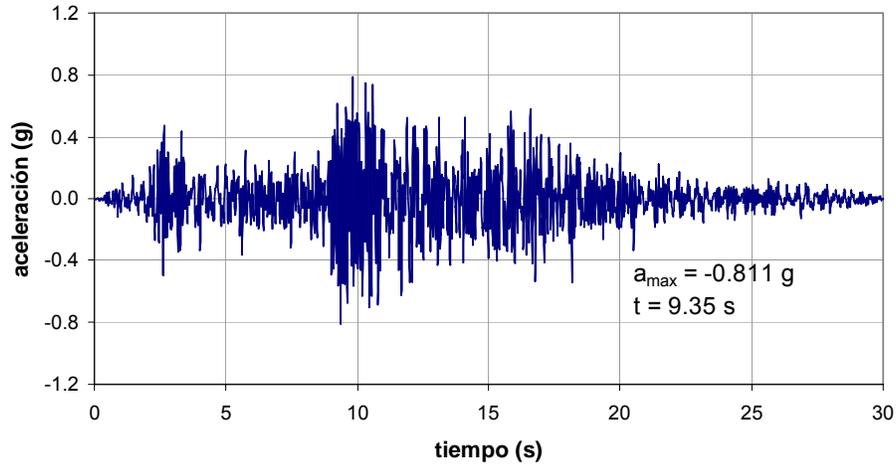
Nivel	Distorsiones relativas máximas
1	0.009
2	0.015
3	0.013
Distorsión*	
global =	0.012

* La distorsión global se obtiene dividiendo el desplazamiento máximo del nivel 3, relativo a la base, por la altura total del edificio (H = 225 cm)

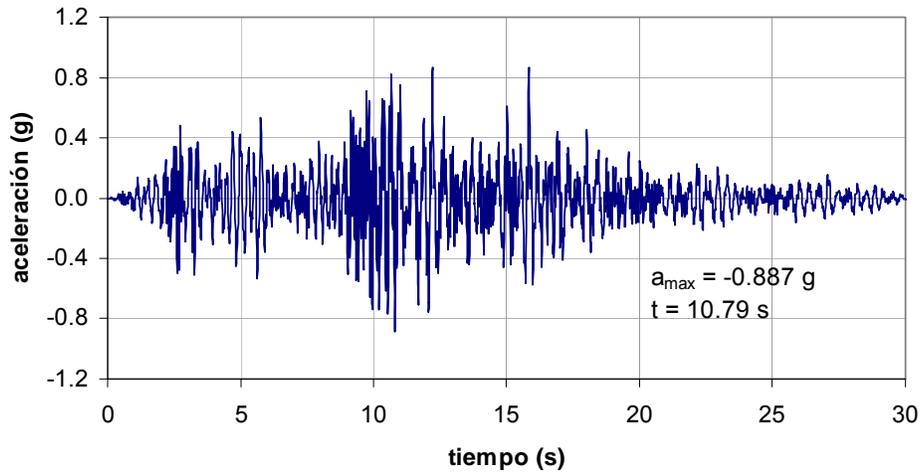
Tabla 5.10. Aceleraciones máximas del edificio y cortante basal correspondiente

Nivel	Aceleración Max. (g)	tiempo (s)	Cortante basal (t)	Coefficiente sísmico*
1	0.811	9.35	-5.072	-0.41
2	0.887	10.79	-7.472	-0.60
3	1.091	10.49	-2.228	-0.18

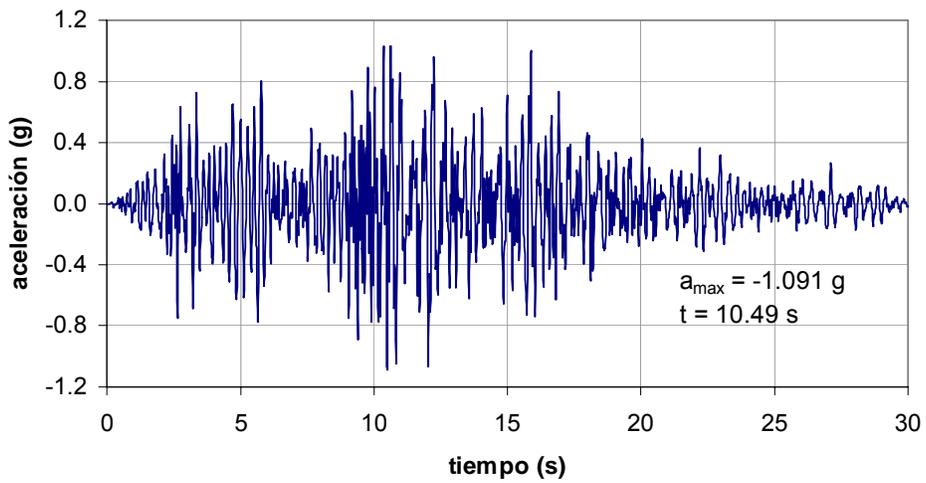
* Se halla dividiendo el cortante basal por el peso total del edificio W = 12.03 ton.



a) Historia de la aceleración del piso 1

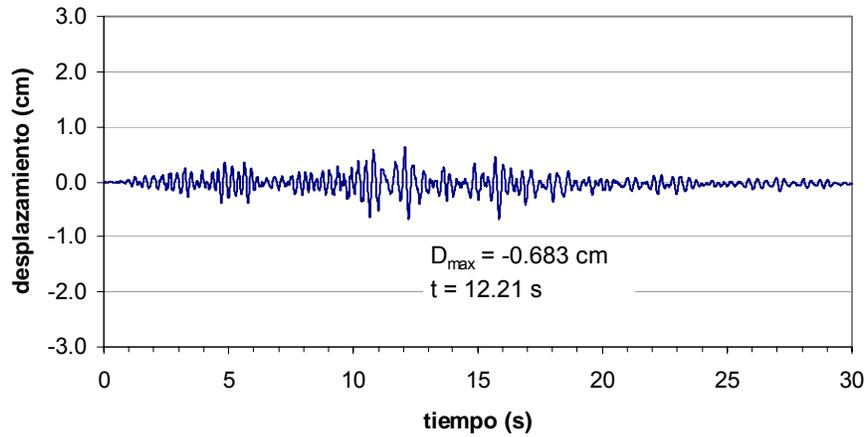


b) Historia de la aceleración del piso 2

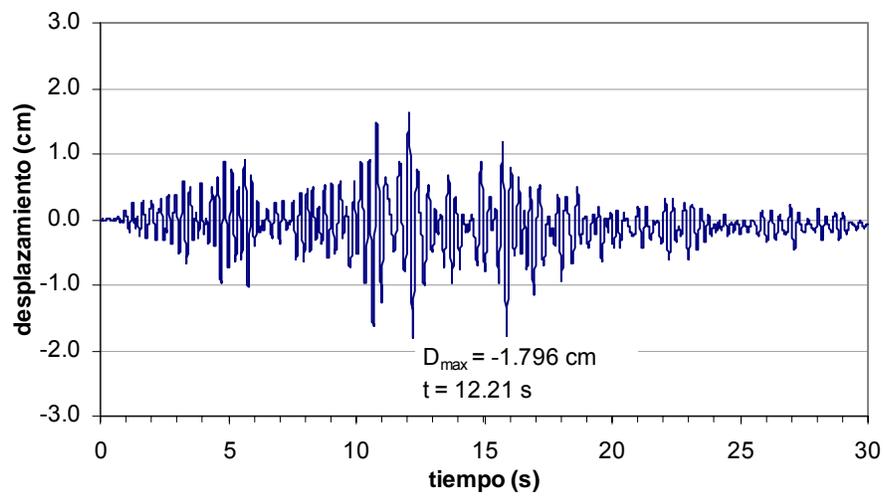


c) Historia de la aceleración del piso 3

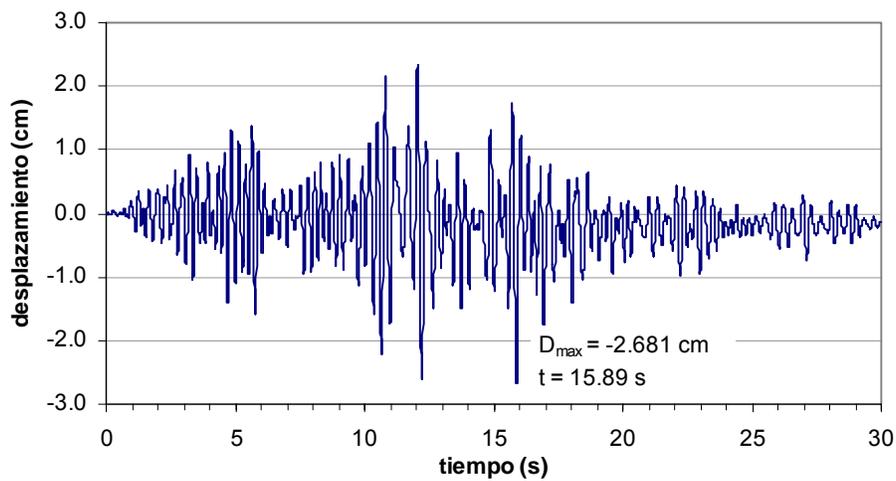
Fig. 5.17. Historia de aceleraciones de piso del espécimen



a) Historia del desplazamiento del piso 1



b) Historia del desplazamiento del piso 2



c) Historia del desplazamiento del piso 3

Fig. 5.18. Historias de los desplazamientos de piso del espécimen

Como se ve de la [tabla 5.9](#), la distorsión relativa máxima se produce en el piso 2 y tiene un valor de 0.015, el cual es ligeramente mayor a la distorsión relativa máxima de diseño del edificio (RCDF2004) que fue de 0.012. Mientras que la distorsión global máxima del edificio resultó ser de 0.012 ([tabla 5.9](#)). Por otro lado, la distorsión global para cuando el edificio entra en el intervalo inelástico (distorsión de fluencia) puede obtenerse de la curva pushover mostrada en la [figura 5.13 \(punto A\)](#), siendo igual a 0.0068. Si dividimos la distorsión global máxima entre la distorsión de fluencia, hallamos la ductilidad global o de desplazamiento del edificio, la cual resulta ser de 1.8, que es menor a la ductilidad de diseño de 3.0.

Con base en estos resultados, podemos esperar que en el ensaye dinámico en mesa vibradora del espécimen en estudio, la demanda de ductilidad sea alrededor de 2, y por tanto, los elementos estructurales (vigas y columnas) tendrían un buen comportamiento debido a que se diseñaron para una mayor capacidad de ductilidad.

5.5 Revisión de la resistencia sísmica del sistema de piso del modelo a escala del edificio, según el procedimiento propuesto

5.5.1 General

Como se mencionó anteriormente, el sistema de piso del edificio a escala está formado por losas alveolares prefabricadas con un firme de concreto colado en sitio de 2 cm. de espesor. De acuerdo con nuestras hipótesis el firme de concreto debe resistir el total de las fuerzas sísmicas horizontales generadas en el sistema de piso; además, debe de transmitir estas fuerzas al sistema lateral resistente del edificio (marcos de concreto). Por otro lado, se supone que el concreto se encuentra agrietado, como resultado de las numerosas juntas de construcción que existen entre los elementos prefabricados. Con estas hipótesis procederemos a revisar la resistencia sísmica del sistema de piso aplicando el procedimiento propuesto. Luego, se hará una comparación de los resultados con el método del “*Stringer and Panel*” (MSP) como veremos en las siguientes secciones.

5.5.2 Evaluación de las fuerzas inerciales en las losas de piso del modelo a escala

5.5.2.1 Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso del análisis tiempo historia

Este análisis se explicó con detalle en la [sección 5.4.3](#), a continuación se calculan las fuerzas de piso a partir de las aceleraciones máximas obtenidas ([tabla 5.11](#)).

Tabla 5.11. Aceleraciones y fuerzas máximas en las losas de piso del análisis tiempo historia

Nivel	Aceleración Max. (g)	Peso i (t)	Fuerza i (t)
1	0.811	4.041	3.28
2	0.887	4.041	3.59
3	1.091	3.946	4.31

5.5.2.2 Fuerzas sísmicas de diseño en las losas de piso según el RCDF-2004

Según las NTC para Diseño por Sismo 2004 ([sección 8.4](#)), las fuerzas sísmicas en las losas de piso, para el sismo de diseño, se obtienen mediante la siguiente expresión ([Fig. 5.19](#)):

$$F_{\text{piso } i} = (c'_i + a_0) W_i \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

Donde:

c'_i : factor por el que se multiplican los pesos a la altura del desplante del elemento cuando se evalúan las fuerzas laterales sobre la construcción; es decir:

$$c'_i = F_i / W_i \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

W_i : peso del nivel i.

F_i : fuerza sísmica lateral en el nivel i.

a_0 : ordenada del espectro elástico de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a $T = 0$. Para el espectro de Guerrero, zona D, suelo tipo I:

$$a_0 = 0.5$$

A continuación se hallan los coeficientes c'_i , mediante la [ecuación 5.7](#) y luego las aceleraciones y las fuerzas sísmicas en las losas de piso mediante la [ecuación 5.6](#). Dichos valores se muestran en la [tabla 5.12](#), en donde las fuerzas F_i corresponden a las fuerzas sísmicas de diseño ([sección 5.2.2](#))

Tabla 5.12. Aceleraciones y fuerzas de diseño en las losas de piso del edificio según el RCDF2004.

Nivel	W_i (t)	F_i (t)	c'_i	Acel. Losa: $c'_i + a_o$	$F_{\text{piso } i}$ (t)
1	4.282	0.36	0.085	0.58	2.5
2	4.282	0.73	0.17	0.67	2.87
3	3.887	0.99	0.25	0.75	2.93

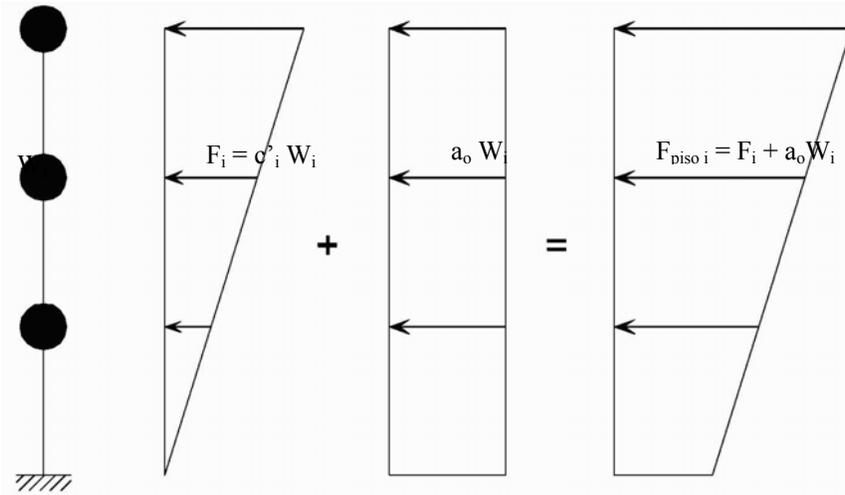


Fig. 5.19. Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en las losas de piso del edificio de tres niveles (RCDF 2004)

Las fuerzas sísmicas de piso, obtenidas del análisis tiempo-historia, y las obtenidas según el procedimiento del RCDF-2004 empleando el espectro de Guerrero mencionado, se grafican en la [figura 5.20](#).

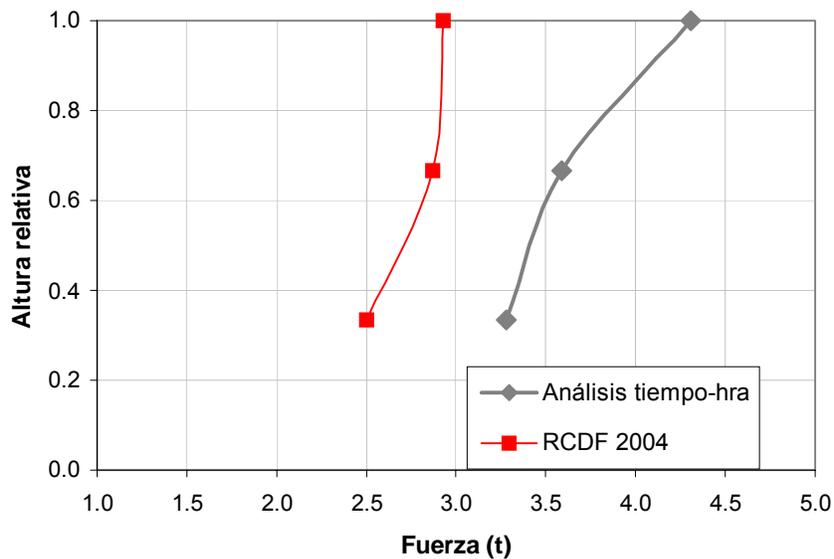


Fig. 5.20. Fuerzas sísmicas en las losas de piso del edificio en estudio.

5.5.3 Idealización de las fuerzas sísmicas en el sistema de piso

Las fuerzas inerciales en el firme de concreto son idealizadas como fuerzas concentradas en su plano. Para este caso, la planta típica del edificio fue dividida en ocho rectángulos de igual área. En el centro de cada rectángulo resultante se aplicó una carga concentrada P (figura 5.21). Como resultado, en cada piso se tienen ocho cargas concentradas cuya suma nos da la fuerza sísmica total en el piso.

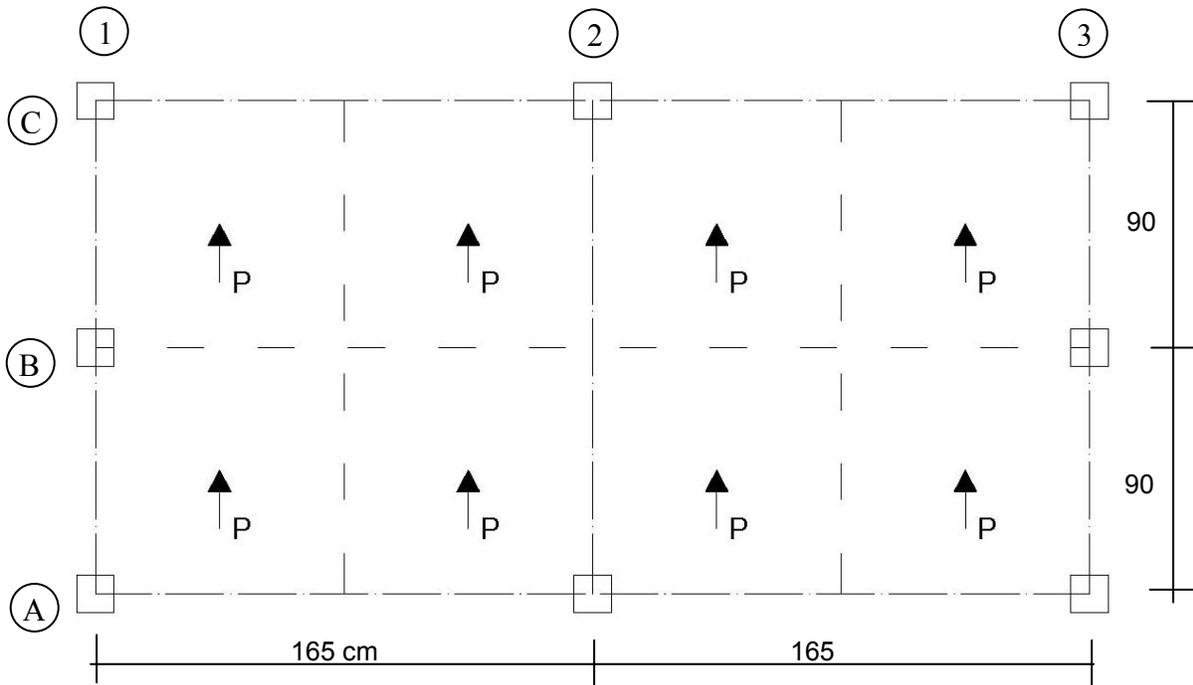


Fig. 5.21. Idealización de las fuerzas sísmicas actuantes en el firme de concreto.

5.5.4 Elaboración de los modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto

Como se vio en la [sección 4.5](#), el primer paso es hallar las reacciones en las columnas debido a las cargas actuantes P . Para esto, se puede hacer uso otra vez de la hipótesis de diafragma rígido para el sistema de piso, y usando cualquier programa comercial, se hace un análisis elástico considerando la rigidez de las columnas. Para este ejemplo usamos el programa SAP2000 y como resultado se obtienen las reacciones en las columnas, en función de la carga P , mostradas en la [tabla 5.13](#). Estas serán las reacciones externas en los modelos de puntal y tirante a elaborarse.

Tabla 5.13. Reacciones externas (en columnas) de los modelos de puntal y tirante

Marco ejes 1 y 3 Columnas exteriores	Marco ejes 1 y 3 Columna interior	Marco eje 2 Columnas
0.9 P	1.64 P	0.56 P

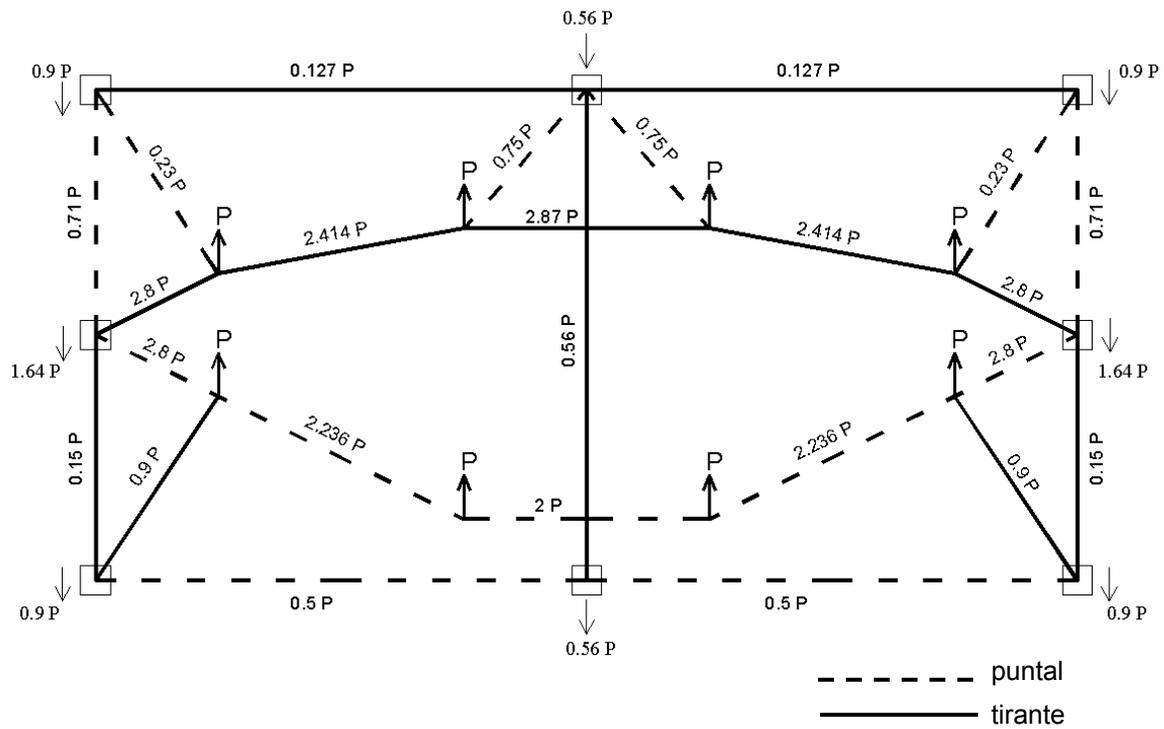
La suma de las reacciones en todas las columnas debe dar la fuerza sísmica total en el piso:

$$4 \times 0.9P + 2 \times 1.64P + 2 \times 0.56P = 8P$$

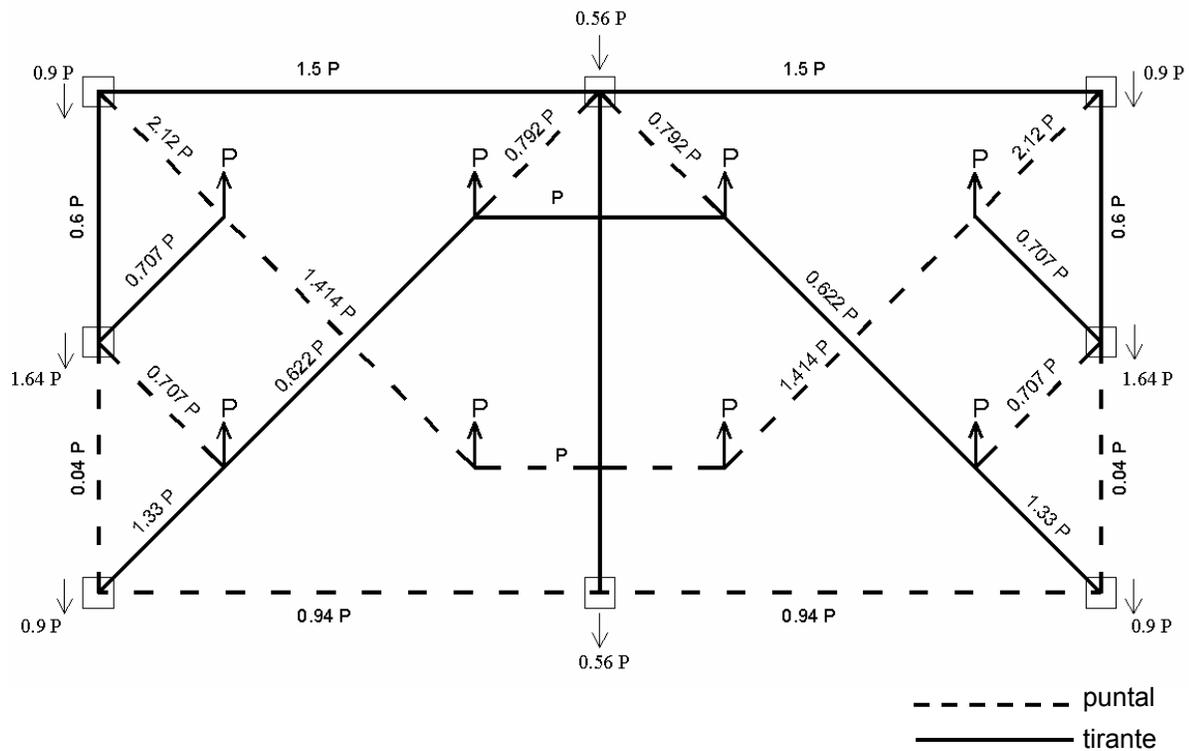
A continuación se procede a definir modelos de puntal y tirante para el firme de concreto, con el criterio indicado en la [sección 4.5.3](#), que dice que los puntales y tirantes se definen iniciándolos en los puntos de aplicación de las cargas y dirigiéndolos hacia las columnas. Este criterio deja la libertad al ingeniero estructural de elegir las trayectorias de las cargas, desde su punto de aplicación hasta las columnas; es decir, se pueden elaborar varios modelos de puntal y tirante para el firme en estudio. Por ejemplo, el modelo de puntal y tirante 1 ([Fig. 5.22.a](#)) fue elaborado con la idea de crear trayectorias en arco de los puntales y tirantes en el interior del sistema de piso, para transmitir de esta manera sus cargas a las columnas de los marcos exteriores. Adicionalmente se colocaron puntales y tirantes en diagonal, desde el punto de aplicación de la carga hacia la columna más cercana, donde fue necesario para lograr el equilibrio del sistema. Para el modelo de puntal y tirante 2 ([Fig. 5.22.b](#)), en cambio, la idea fue crear trayectorias largas en diagonal, en el interior del sistema de piso, para transmitir de esta manera las cargas P interiores, hacia las columnas extremas. De igual manera, se colocaron adicionalmente puntales y tirantes en diagonal, desde el punto de aplicación de la carga hacia la columna más cercana, donde fue necesario para lograr el equilibrio del sistema. Por último, con las reacciones conocidas en las columnas, se procede a calcular las fuerzas en los puntales y tirantes, con base en el equilibrio de los nudos ([Figura 5.22](#)).

Para poder determinar la resistencia de dichos modelos; es decir, la resistencia del sistema de piso, es necesario elegir adecuadamente los anchos de los puntales y tirantes. Como se expuso también en la [sección 4.5.3](#), se recomienda tomar anchos como del doble de la dimensión de la columna (ancho o diagonal de la columna, dependiendo de la inclinación de los puntales y tirantes), en edificios formados por marcos de concreto, como es el caso del edificio en estudio. Los detalles de cómo se calcularon los anchos de los puntales y tirantes de los modelos presentados, se muestra en la [figura 5.23](#).

Con los anchos así calculados se pueden hallar los esfuerzos máximos en los puntales y tirantes, los cuales se presentan en la [tabla 5.14](#).

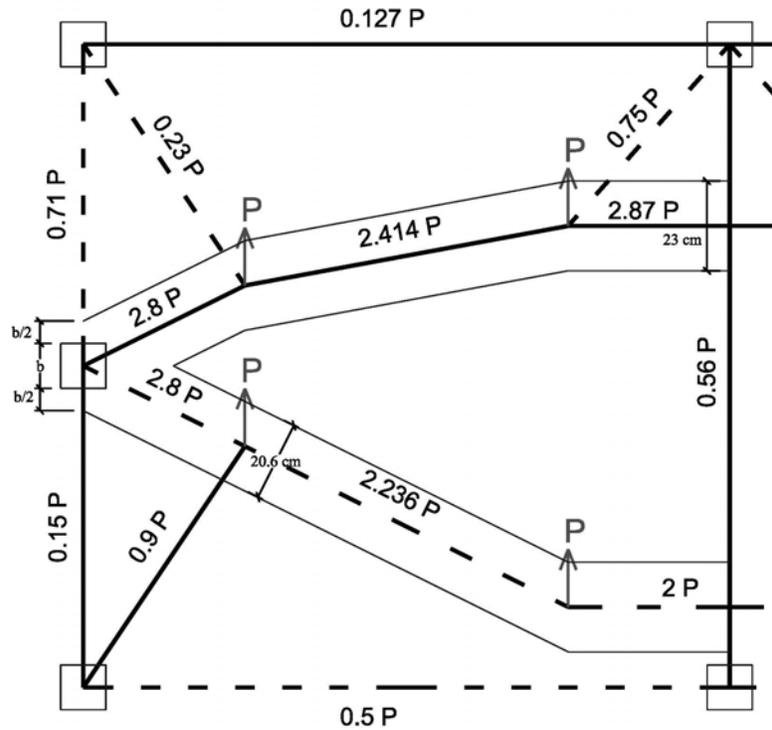


a) Modelo de puntal y tirante 1.



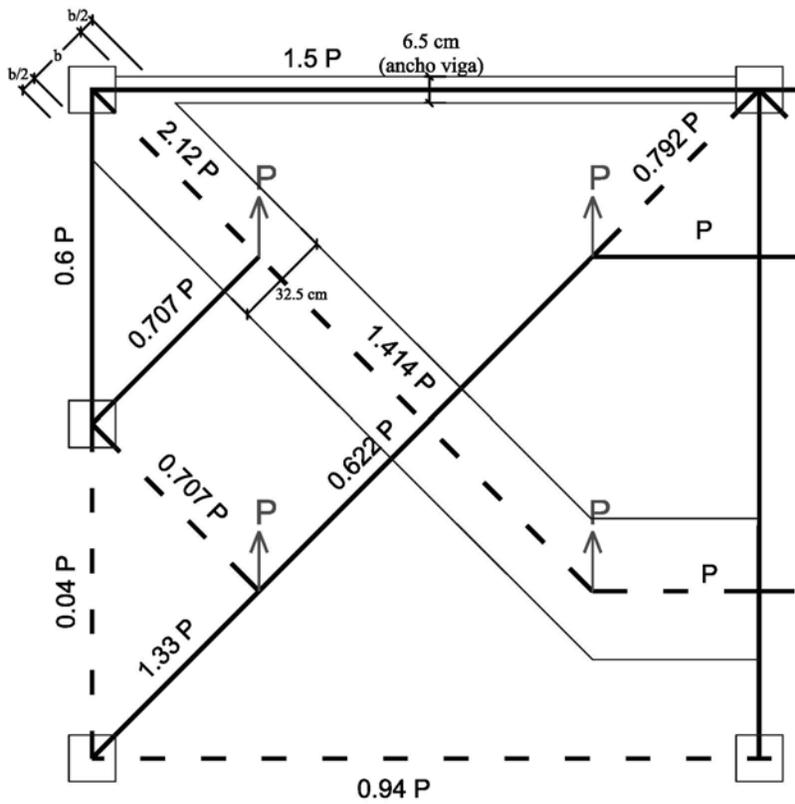
b) Modelo de puntal y tirante 2.

Fig. 5.22. Modelos de puntal y tirante para el firme en estudio.



a) Modelo de puntal y tirante 1.

b)



b) Modelo de puntal y tirante 2.

Fig. 5.23. Anchos de los puntales y tirantes más cargados en los Modelos de puntal y tirante presentados.

Como se expuso en la [sección 4.3.5](#), cualquier modelo de puntal y tirante que satisfaga las condiciones de equilibrio nos dará una resistencia del firme de concreto que estará del lado de la seguridad. Sin embargo, procederemos a mejorar los modelos de puntal y tirante dibujados ([Fig. 5.22](#)) haciendo uso del método de los elementos finitos (MEF) tal como se indicó en el procedimiento propuesto ([sección 4.5.4](#)).

5.5.5 Empleo del método de los elementos finitos (MEF) en el procedimiento propuesto

Se realizó un análisis elástico por elementos finitos del firme de concreto, con el objetivo de obtener las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos en el firme, así como los valores máximos de estos esfuerzos, los cuales podemos comparar con los calculados con los modelos de puntal y tirante ([tabla 5.14](#))

Para este análisis, el firme de concreto fue modelado como un elemento “shell” del tipo membrana, que considera solamente grados de libertad en el plano. El espesor del elemento “shell” fue tomado igual al espesor del firme (2 cm.) La malla de elementos finitos utilizada se muestra en la [figura 5.24](#). La fuerza sísmica en el piso fue idealizada como en la [sección 5.5.3](#). En este caso, para poder realizar el análisis por elementos finitos, las cargas P fueron consideradas igual a la unidad ($P = 1$). De esta manera, los esfuerzos principales en el firme de concreto resultan en función de P .

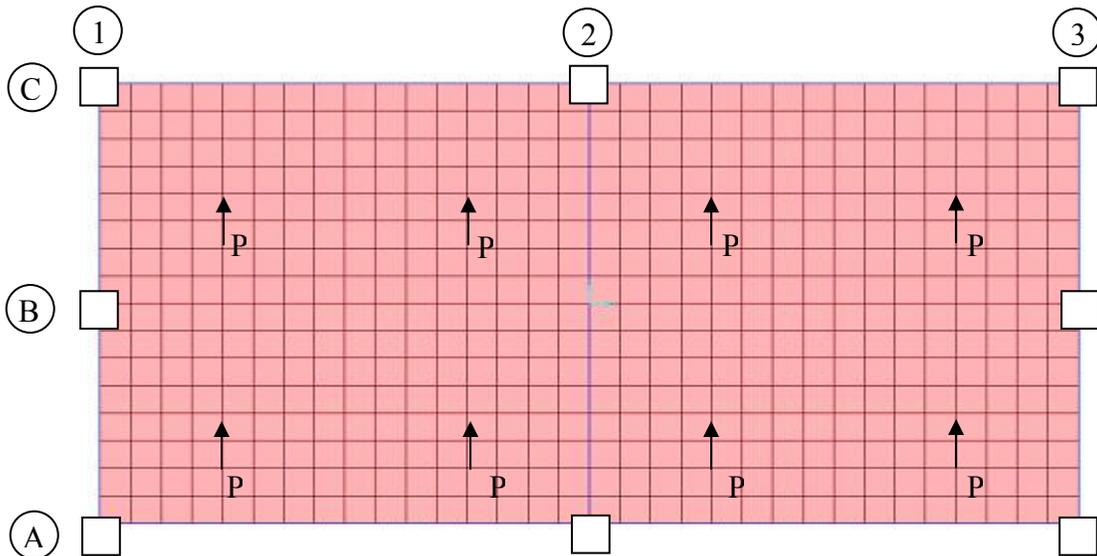


Fig. 5.24. Modelado del firme de concreto mediante elementos shell del tipo membrana, y fuerzas sísmicas actuantes.

El análisis por elementos finitos fue efectuado en el programa SAP2000, con los mismos criterios mostrados en la [sección 4.5.4](#). Como resultados se obtienen las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos. Para una mejor visualización de estas trayectorias se usó el [programa GID \[CIMNE, 2004\]](#). De esta manera se hallaron las trayectorias de esfuerzos mostrados en la [Fig. 5.25](#), junto con la malla de elementos finitos usada para el análisis.

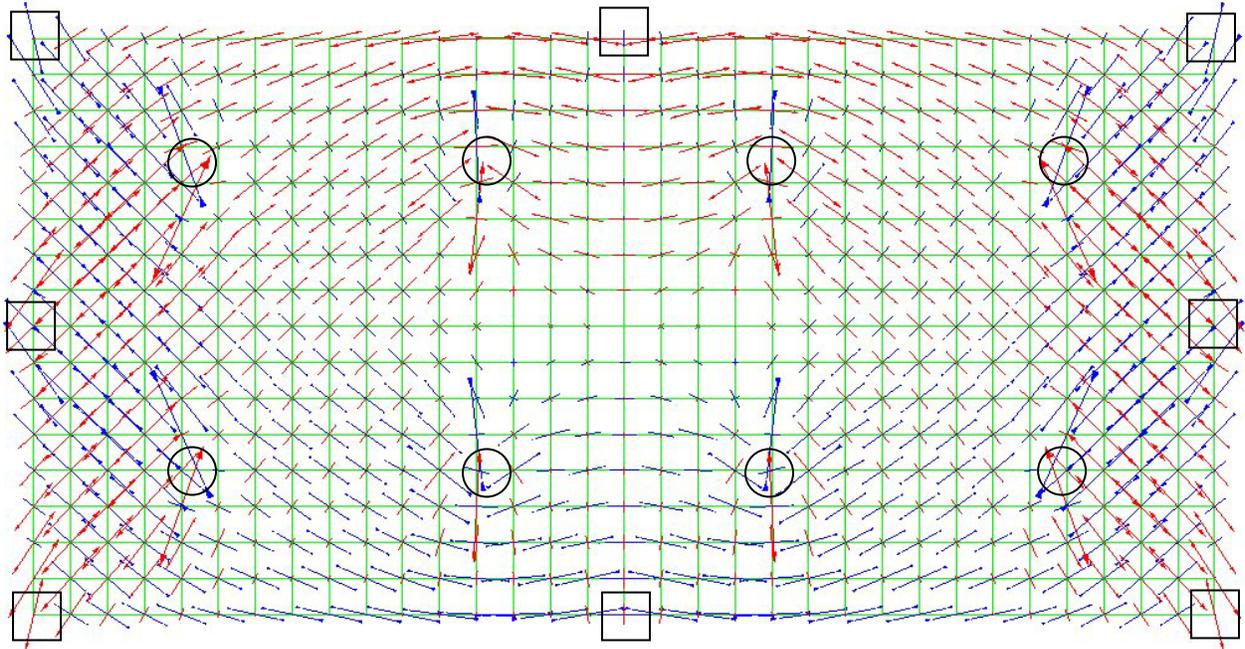
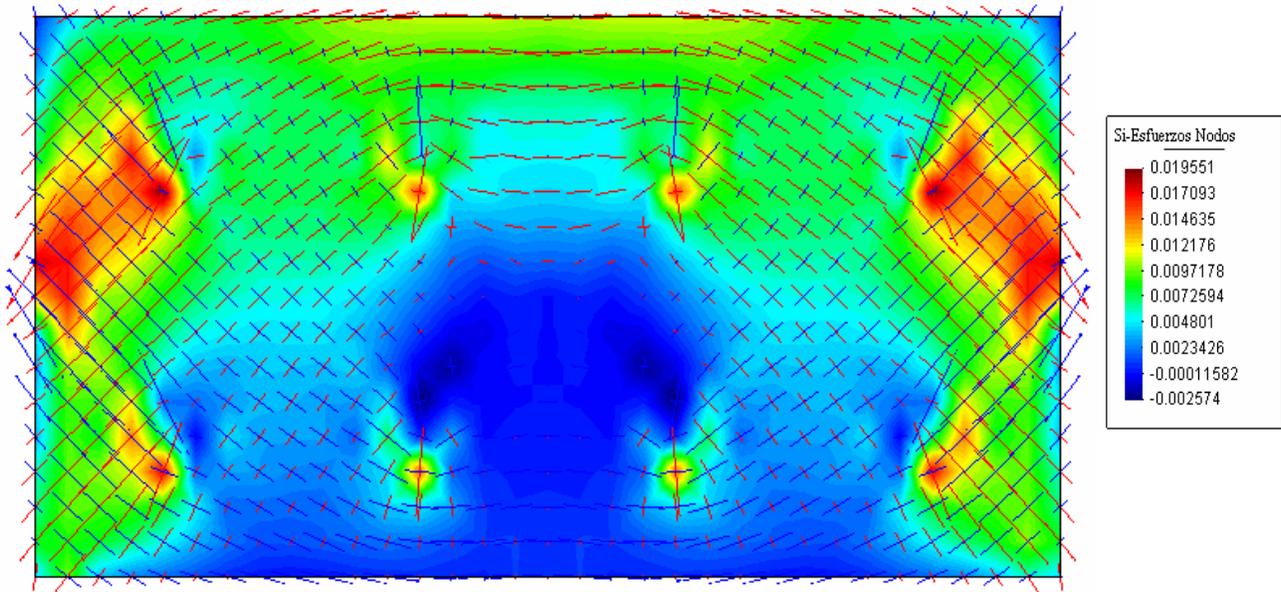


Fig. 5.25. Trayectoria de los esfuerzos principales en el firme y malla de elementos finitos. Los cuadrados representan a las columnas y los círculos los puntos de aplicación de las cargas P .

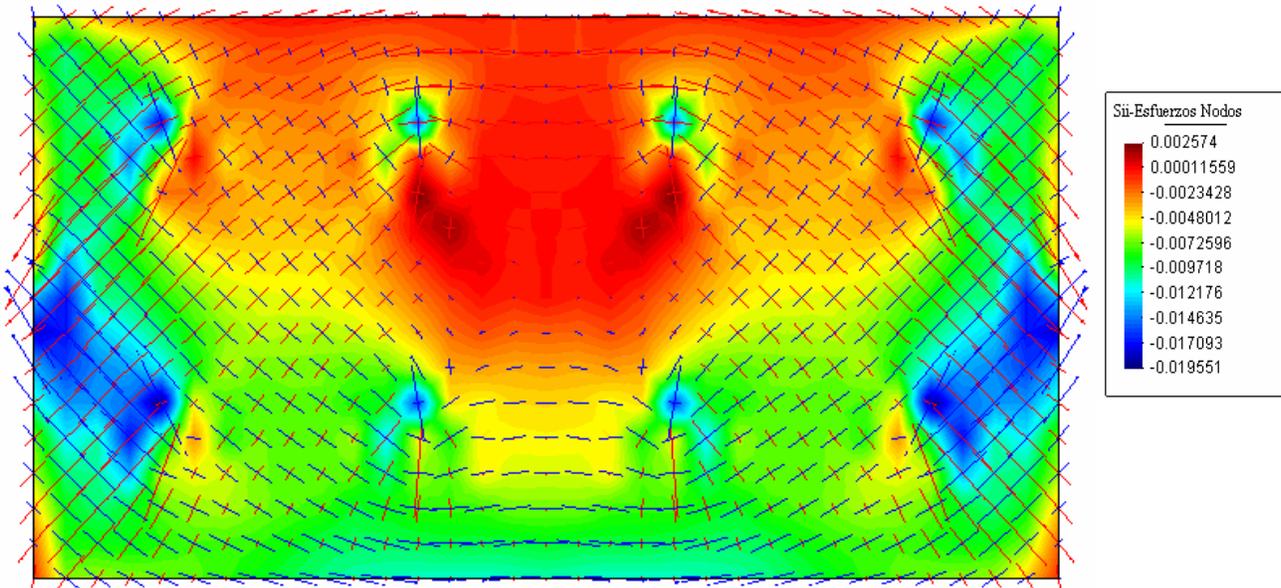
En la [Fig. 5.25](#), las flechas de color rojo indican tensión, y las de color azul indican compresión. Las flechas grandes representan esfuerzos elevados y las pequeñas esfuerzos bajos. Se puede ver que esta figura es de gran ayuda para proponer un modelo de puntal y tirante; basta seguir la trayectoria de las flechas, mientras que los colores indican si se debe colocar un puntal (flechas de color azul) o un tirante (flechas de color rojo). Por otro lado, esta figura nos muestra que la trayectoria de los esfuerzos principales guarda doble simetría (con respecto a los ejes vertical y horizontal). En efecto, el presente edificio guarda [simetría](#) tanto en geometría, como en cargas, por lo que ésta es otro parámetro a tener en cuenta en la elaboración de modelos de puntal y tirante.

Para una visualización más clara de las zonas más esforzadas, en la [figura 5.26](#) se presenta la trayectoria de esfuerzos principales teniendo como fondo a los contornos de esfuerzos principales máximos (σ_i) y

mínimo (σ_{ii}), donde cada color está asociado a un valor de esfuerzo, el cual está presentado en kg/cm^2 y en función de P .



a) Trayectoria de esfuerzos principales sobre el contorno del esfuerzo principal máximo S_1 , mayormente en tensión (positivo), valores en kg/cm^2 ($P = 1$).



b) Trayectoria de esfuerzos principales sobre el contorno del esfuerzo principal mínimo, S_{ii} , mayormente en compresión (negativo), valores en kg/cm^2 ($P = 1$).

Fig. 5.26. Trayectoria y contorno de los esfuerzos principales

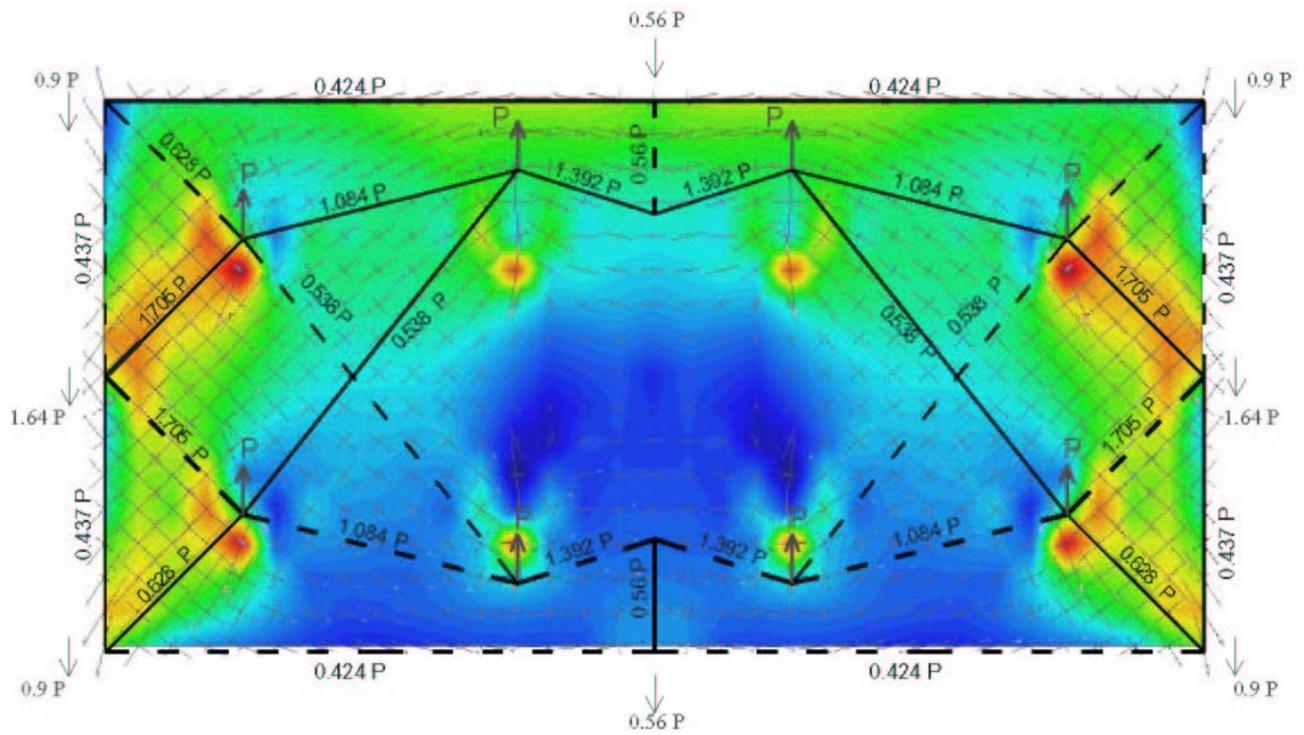
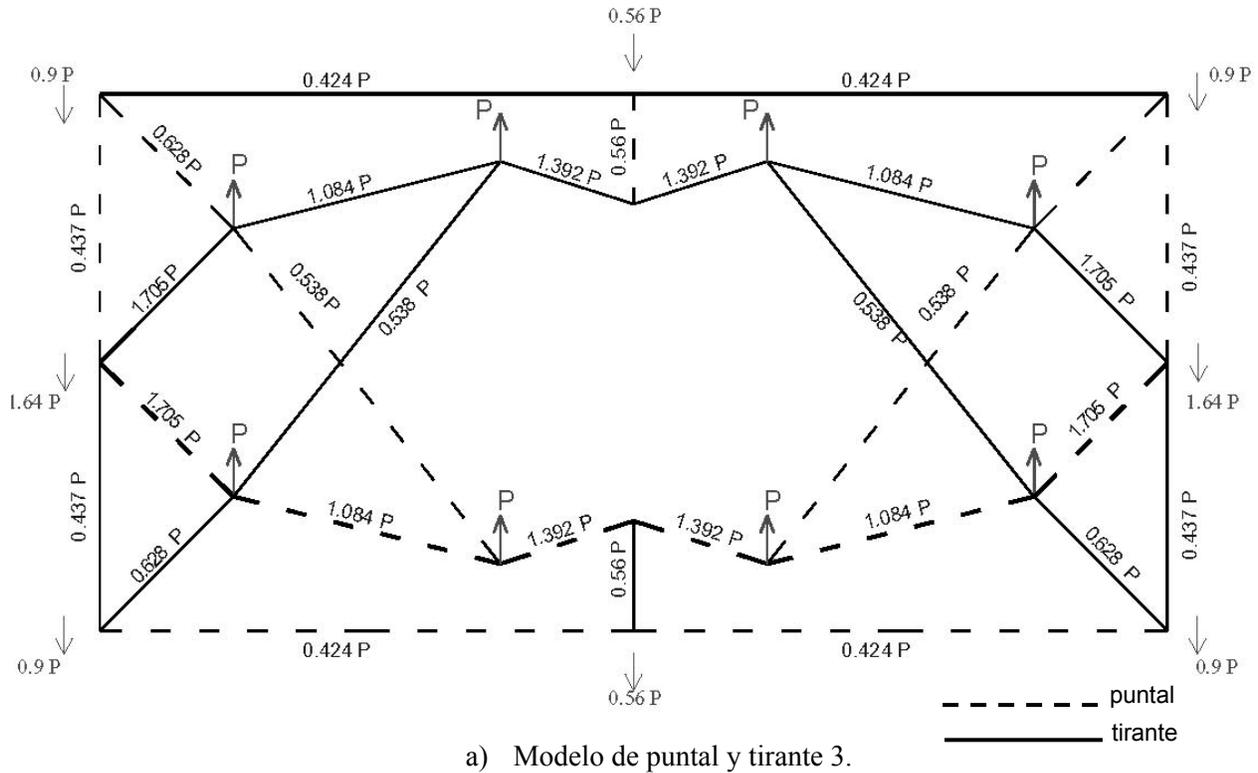


Fig. 5.27. Modelo de puntal y tirante 3, con base a las trayectorias de esfuerzos principales (MEF)

La [figura 5.26](#) nos ayuda a ver dónde están concentrados los mayores esfuerzos. Por ejemplo, los campos en azul indican esfuerzos de compresión elevados, y los campos en rojo indican esfuerzos de tensión elevados. Los mayores esfuerzos máximos y mínimos se presentan en la [tabla 5.14](#).

Comparando las [figuras 5.25 y 5.26](#) con los modelos de puntal y tirante mostrados en la [figura 5.22](#), obtenemos dos conclusiones importantes: que los modelos mostrados no son simétricos, mientras que la trayectoria de esfuerzos principales si lo es. Además, los puntales y tirantes más esforzados no coinciden con las zonas más esforzadas en el modelo de elementos finitos. Por lo que se ve la necesidad de mejorar dichos modelos.

De acuerdo con lo estudiado en la [sección 4.5.4](#), se puede obtener un buen modelo de puntal y tirante si lo construimos siguiendo las trayectorias de los esfuerzos principales. Con base en esta recomendación fue que elaboramos el modelo de puntal y tirante 3, mostrado en la [figura 5.27](#). En la [figura 5.27.b](#) se presenta este modelo superpuesto con las trayectorias de los esfuerzos principales y los contornos del esfuerzo principal máximo (σ_i). Como los puntales y tirantes siguen las trayectorias de los esfuerzos principales, se deduce que cuando un puntal es cruzado por un tirante, las trayectorias de ambos deberían de estar a 90° . En el modelo presentado, el puntal en diagonal (en los paños extremos) es cruzado por un tirante que forma un ángulo de 80° con éste. Sin embargo, se entiende que el modelo presentado es solo una aproximación del estado de esfuerzos del firme. A pesar de ello, puede verse que el modelo logra representar adecuadamente la trayectoria de esfuerzos principales. Mas bien, una inconveniencia de este modelo es que es algo complicado de realizarse y no resulta práctico para la finalidad de diseño. Por esta razón, se buscó un modelo más simplificado a partir del modelo 3, y se obtuvo el modelo 4 mostrado en la [figura 5.28](#). Como puede verse de la [figura 5.28.b](#), este modelo representa igualmente bien al estado de esfuerzos en el firme.

Para corroborar nuestros resultados recurrimos al criterio de la energía de deformación mínima o trabajo interno mínimo, el cual fue visto en la [sección 4.3.3](#). Según este criterio, el modelo de puntal y tirante óptimo debe ser el que presente el menor trabajo interno. Matemáticamente, este principio se expresa como:

$$\sum F_i l_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo}$$

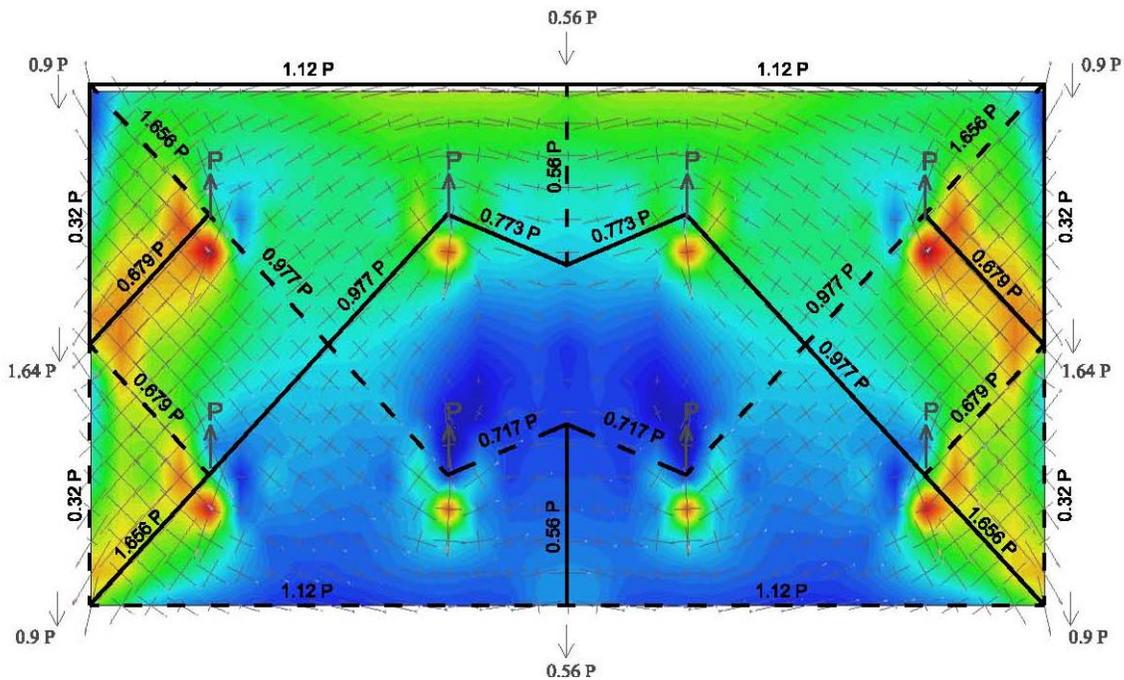
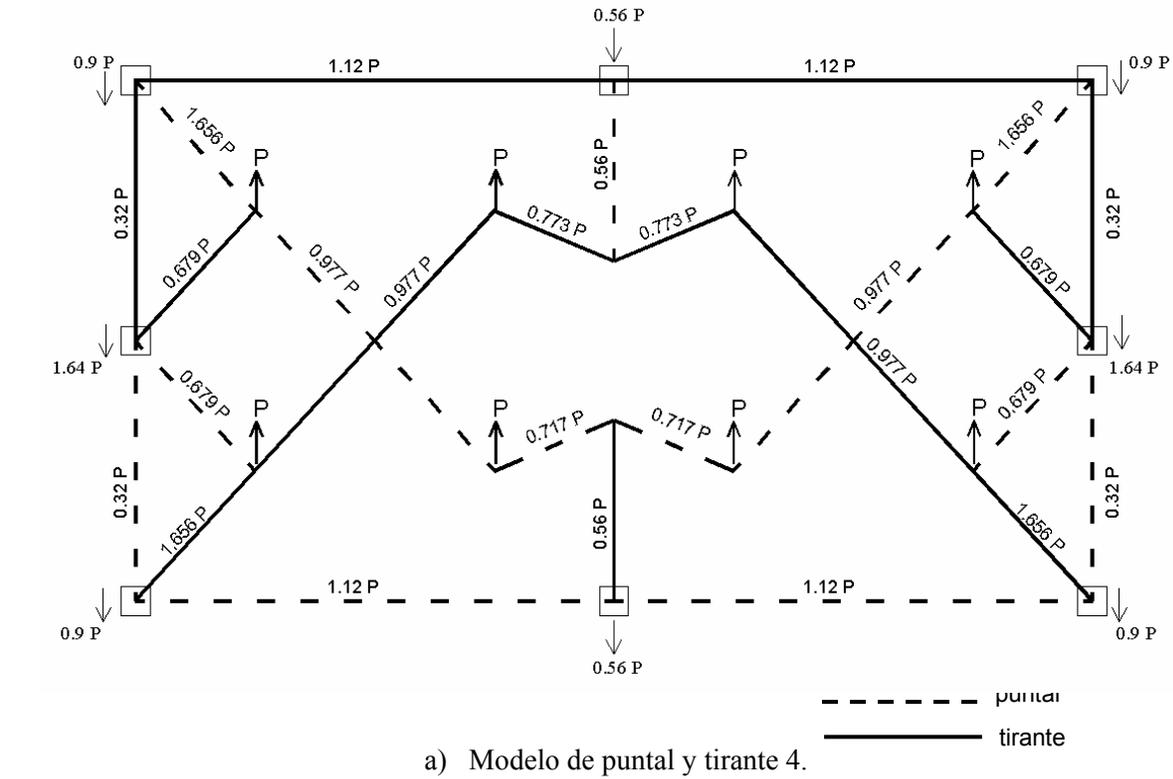


Fig. 5.28. Modelo de puntal y tirante 4, con base a las trayectorias de esfuerzos principales (MEF)

Donde:

ε_{mi} : deformación unitaria promedio del puntal o tirante i .

F_i : fuerza en el puntal ó tirante i

l_i : longitud del puntal ó tirante i

Para hallar la energía de deformación de los modelos presentados arriba, se considera que todos los elementos (puntales y tirantes) tienen la misma deformación unitaria. De igual manera asumimos cualquier valor para la carga P , por ejemplo $P = 1$. De esta manera es posible hallar la energía de deformación para cada modelo. A continuación se presenta dicha energía como fracción de la mayor energía de deformación, la cual corresponde al modelo 1.

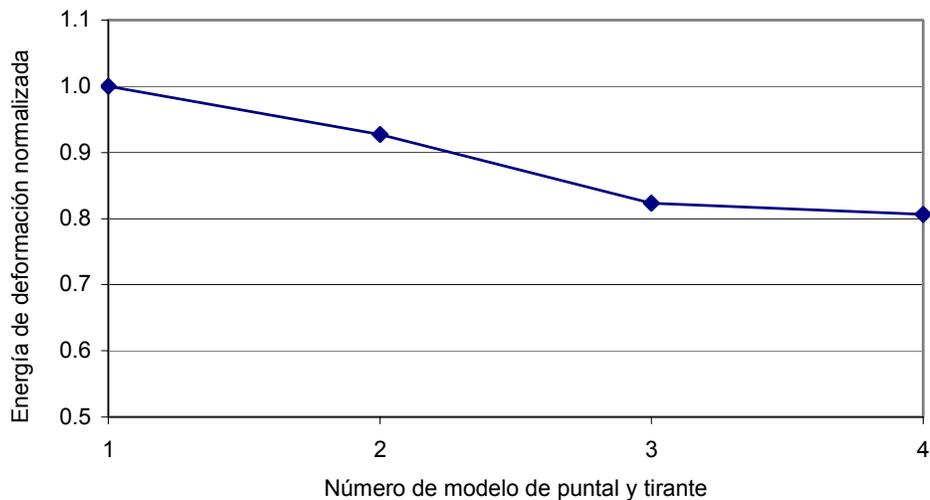


Fig. 5.29. Energía de deformación normalizada para los cuatro modelos de puntal y tirante

De la gráfica mostrada en la [figura 5.29](#), vemos que el modelo 4 es el que presenta la menor energía de deformación, por lo que sería el modelo óptimo. Por lo tanto, se elige el modelo de puntal y tirante 4 para evaluar la resistencia del firme de concreto.

Como puede verse de las [figuras 5.27 y 5.28](#), los puntales y tirantes más esforzados de los modelos allí mostrados, son los que se encuentran en los extremos. Como sus inclinaciones son aproximadamente de 45° , sus anchos pueden ser estimados como el doble de la diagonal de la columna; es decir, de 32.5 cm. De esta manera se pueden calcular los esfuerzos máximos en los puntales y tirantes más esforzados de ambos modelos, los que se presentan en la [tabla 5.14](#).

Tabla 5.14. Comparación de los esfuerzos máximos según MPT y MEF

	Fuerza máxima Puntal (P)	Ancho puntal (cm)	σ_{\max} Puntal (P/cm ²)	Fuerza máxima Tirante (P)	Ancho tirante (cm)	σ_{\max} Tirante (P/cm ²)	$\frac{\sigma_{\max} \text{ MPT}}{\sigma_{\max} \text{ MEF}}$ Puntal	$\frac{\sigma_{\max} \text{ MPT}}{\sigma_{\max} \text{ MEF}}$ Tirante
Modelo 1	2.8	20.6	0.068	2.87	23	0.062	3.8	3.5
Modelo 2	2.12	32.5	0.033	1.5	6.5	0.058	1.8	3.2
Modelo 3	1.705	32.5	0.026	1.705	32.5	0.026	1.5	1.5
Modelo 4	1.656	32.5	0.025	1.656	32.5	0.025	1.4	1.4
MEF			0.018			0.018		

De acuerdo con la [tabla 5.14](#), los esfuerzos máximos obtenidos con los modelos de puntal y tirante son mayores que los obtenidos con el MEF, lo cual nos muestra el carácter conservador del MPT. Así mismo, con el modelo 4 se obtienen esfuerzos menores que con los demás modelos, lo cual indica que los primeros son más conservadores que este último, tal como se vio al calcular el trabajo interno mínimo ([Fig. 5.29](#)). Sin embargo, como se ve de la [tabla 5.14](#), los esfuerzos máximos obtenidos al emplear el modelo 4, son 1.4 veces los obtenidos con el MEF. Al parecer, el modelo 4 sigue siendo conservador, por lo que en la [sección 5.5.7](#) procedemos a la verificación del procedimiento propuesto usando el método del *Stringer* y el Panel.

5.5.6 Resistencia del sistema de piso para fuerzas sísmicas en su plano, según el procedimiento propuesto

Como se discutió en la [sección 5.5.5](#), el modelo de puntal y tirante 4 ([Fig. 5.28.b](#)) fue elegido para representar la trayectoria de las fuerzas dentro del firme de concreto y hallar su capacidad resistente. A continuación se evalúan las resistencias del tirante y puntal críticos de dicho modelo. Las dimensiones propuestas de los puntales y tirantes, así como la malla de refuerzo, se muestran en la [figura 5.30](#). La resistencia del firme de concreto está dada por la menor resistencia del puntal o tirante críticos. Luego, con el elemento crítico y con el esfuerzo máximo arrojado por el análisis de elementos finitos ([tabla 5.14](#)) se calcula también la resistencia del sistema de piso.

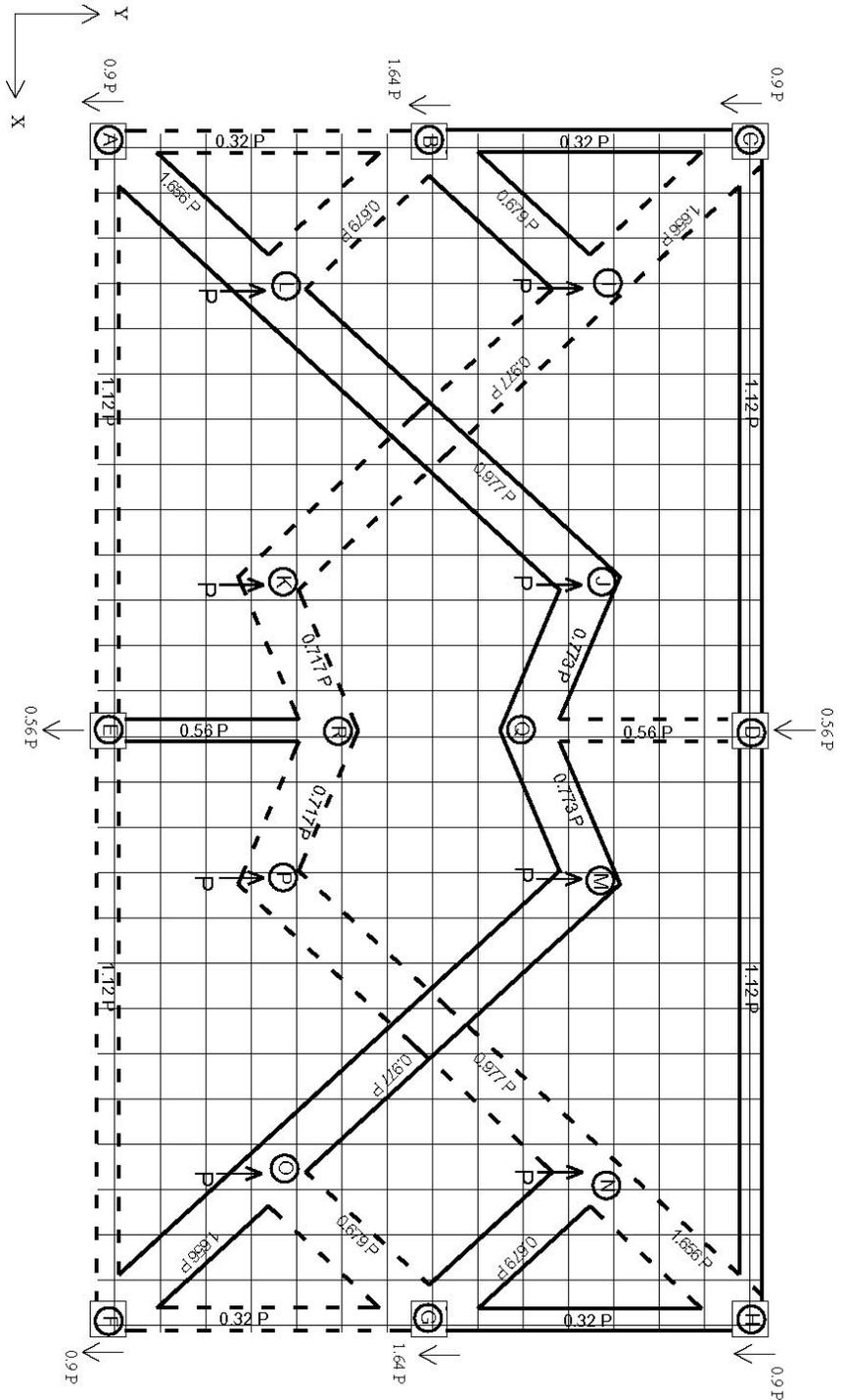


Fig. 5.30. Modelo de puntal y tirante elegido. Se muestran las fuerzas sísmicas actuantes (cargas P), las reacciones en las columnas, las fuerzas en los puntales y tirantes, y la malla de refuerzo del firme

5.5.6.1 Resistencia del tirante crítico (tirante AL de la [figura 5.30](#))

Para calcular la resistencia a tensión de este tirante se desprecia la contribución del concreto, por lo que solamente se tiene en cuenta a la malla de refuerzo del firme. El área de acero de esta malla se calculó en

la [sección 5.3.2](#) y resultó ser $A_s = 0.341 \text{ cm}^2/\text{m}$. El esfuerzo de fluencia de dicha malla se obtuvo de ensayos en laboratorio ([sección 5.3.3](#)) de donde resultó ser $f_y = 4250 \text{ kg/cm}^2$.

En la [figura 5.31](#) se muestra el detalle del tirante más cargado (tirante AL). La fuerza de este tirante se descompone tal como se indica en la figura. El ancho del tirante se tomó igual a dos veces la diagonal de la columna, siguiendo las recomendaciones de la [sección 4.5.3](#).

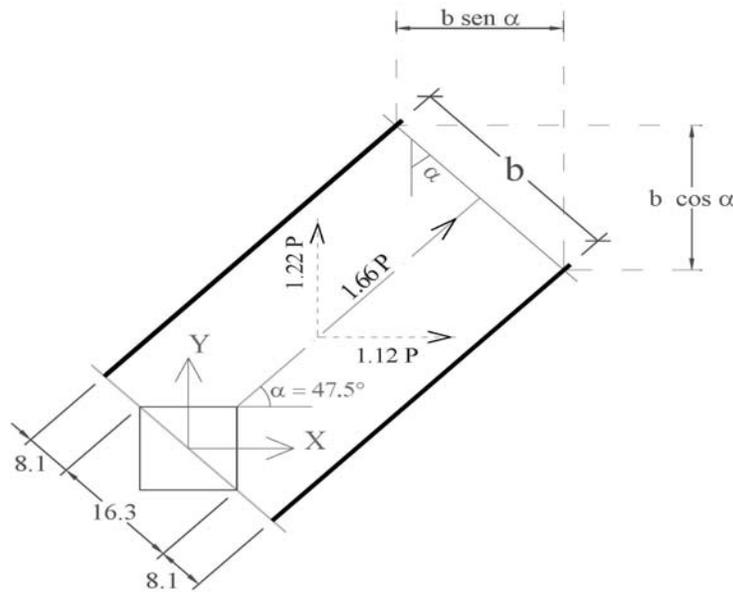


Fig. 5.31. Detalle del tirante crítico. Se muestran las proyecciones vertical y horizontal del ancho y de la fuerza del tirante.

La tensión actuante de $1.66 P$ se descompone en una tensión en la dirección vertical y otra en la horizontal, las cuales actúan sobre los anchos proyectados del tirante, tal como se muestra en la [Fig.5.31](#).

Ancho del tirante: $b = 2 \times 16.3 = 32.5 \text{ cm}$

Inclinación del tirante con la horizontal: $\alpha = 47.5^\circ$

Ancho proyectado horizontalmente: $b_h = b \times \cos \alpha = 22 \text{ cm}$.

Ancho proyectado verticalmente: $b_v = b \times \sin \alpha = 24 \text{ cm}$.

De esta forma es posible hallar el área de acero de la malla de refuerzo que cruza cada ancho proyectado. De la [figura 5.31](#), vemos que la mayor fuerza actuante en el tirante está en la dirección vertical, por lo que a continuación se calcula el área de acero en esa dirección:

$$A_{s \text{ vertical}} = A_s \times b \sin(\alpha) = 0.341 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.24 \text{ m} = 0.082 \text{ cm}^2$$

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

Igualando la fuerza resistente a la actuante, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso.

$$A_{S_{\text{vertical}}} f_y = 1.22 P \rightarrow P = 285 \text{ kg}$$

5.5.6.2 Resistencia del puntal crítico (puntal IK de la figura 5.30)

A continuación se verifica la resistencia del puntal más crítico, puntal IK. Se presta atención a este puntal debido a que es atravesado por un tirante, y por tanto, se presentan tensiones transversales en el concreto, con lo cual su resistencia a la compresión disminuye drásticamente. Para este caso, varios reglamentos de diseño tienen recomendaciones para calcular la resistencia a la compresión del concreto. En el [Apéndice B](#) se calcula dicha resistencia con las recomendaciones de cuatro reglamentos de diseño diferentes. La resistencia del puntal IK, se calcula con la menor resistencia del concreto obtenida.

Del [Apéndice B](#), la menor resistencia del concreto con tensiones transversales es igual a:

$$f_{cd}^* = 0.34 f_c = 119 \text{ kg/cm}^2$$

El ancho del puntal IK puede ser considerado igual a 32.5 cm (dos veces la diagonal de la columna). Igualando la fuerza resistente a la actuante, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso.

$$b \times e_{\text{firme}} \times f_{cd}^* = 0.977 P$$

$$\rightarrow P = 7900 \text{ kg}$$

5.5.6.3 Resistencia del sistema de piso

La fuerza resistente del sistema de piso se calcula con la menor fuerza P calculada, la cual corresponde a la resistencia del tirante AL:

$$P = 285 \text{ kg}$$

$$\rightarrow F_{R_{\text{piso}}} = 8 P = 2280 \text{ Kg.}$$

Es decir, que cuando la fuerza sísmica actuante en alguna losa de piso del edificio sea mayor o igual a 2280 Kg, se iniciará el colapso del sistema de piso.

A continuación se calcula la resistencia del sistema de piso con base en el esfuerzo máximo hallado con el MEF (tabla 5.14) y con la sección del tirante crítico. Como puede verse de la figura 5.28, el esfuerzo principal máximo de tensión tiene la misma dirección que la del tirante crítico (tirante AL). Por lo tanto, igualando los esfuerzos actuante y resistente, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso.

$$0.018P = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot e_{\text{firme}}} = \rho \cdot f_y$$

Donde:

A_s : área del acero de refuerzo en el ancho b del tirante

ρ : cuantía del acero de refuerzo, $\rho = 0.0017$ (sección 5.3.2)

$$\rightarrow P = 401 \text{ kg}$$

$$\rightarrow F_{R \text{ piso}} = 8 P = 3210 \text{ Kg}$$

Como era esperarse según la tabla 5.14, la fuerza resistente según el MEF es 1.4 veces la calculada con el MPT.

5.5.7 Resistencia sísmica del sistema de piso del modelo a escala según el método del *Stringer* y Panel

De acuerdo con este método, el sistema de piso es analizado mediante un sistema de *stringers* y paneles, tal como se vio en las secciones 4.4 y 4.6. El procedimiento para obtener el modelo de *stringer* y panel usado para el sistema de piso, se detalla a continuación.

El sistema de piso a ser analizado se muestra en la figura 5.32, en donde se indican también las cargas actuantes P . Se observa de inmediato que las vigas del sistema lateral resistente pueden ser analizadas mediante *stringers* de igual ancho que las de éstas, y con un peralte igual al espesor del firme de concreto (2 cm.). Estos *stringers* llevarán como refuerzo, al acero superior de las vigas.

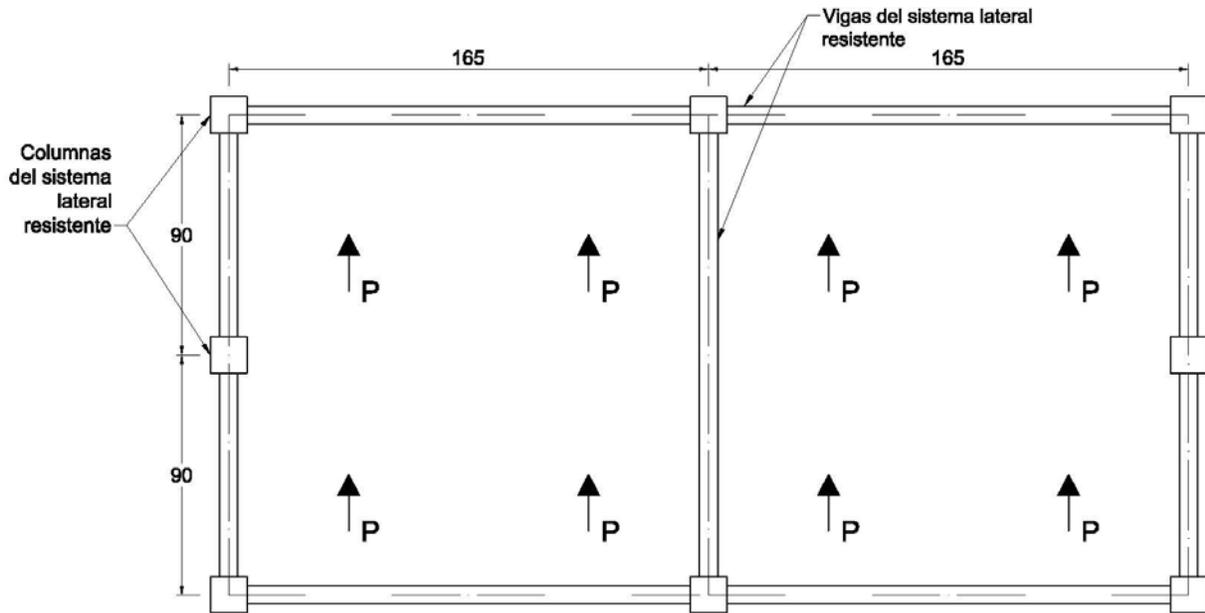


Fig. 5.32. Sistema de piso a ser modelado mediante *stringers* y paneles

Por otro lado, como se vio en la [sección 4.4.2.3](#), las cargas actuantes y los apoyos del modelo pueden ser aplicados únicamente en los *stringers*. Como éstos tienen que ser ortogonales entre sí, un posible arreglo de *stringers* se muestra en la [figura 5.33](#), en donde se presenta el modelado de la mitad del sistema de piso. Los espacios resultantes, delimitados por los *stringers*, pueden ser llenados con paneles. Sin embargo, un panel tiene que ser definido únicamente por cuatro *stringers* ortogonales, mientras que los espacios de la [figura 5.33](#) están formados por cinco o seis *stringers*. Por tanto, para poder definir los paneles, se tienen que adicionar más *stringers*, tal como se muestra en la [figura 5.34](#). En esta figura, el arreglo de *stringers* mostrado sí permite la definición de los paneles. Sin embargo, con la finalidad de obtener paneles con dimensiones iguales, es que se adicionaron *stringers* verticales en la mitad de los paneles alargados. Así mismo, las columnas fueron modeladas mediante resortes elásticos, cuya rigidez corresponde a las de aquellas. El modelo de *stringer* y panel resultante, elaborado en el programa *SPANCAD* [Blaauwendraad, 2001], se muestra en la [figura 5.35](#).

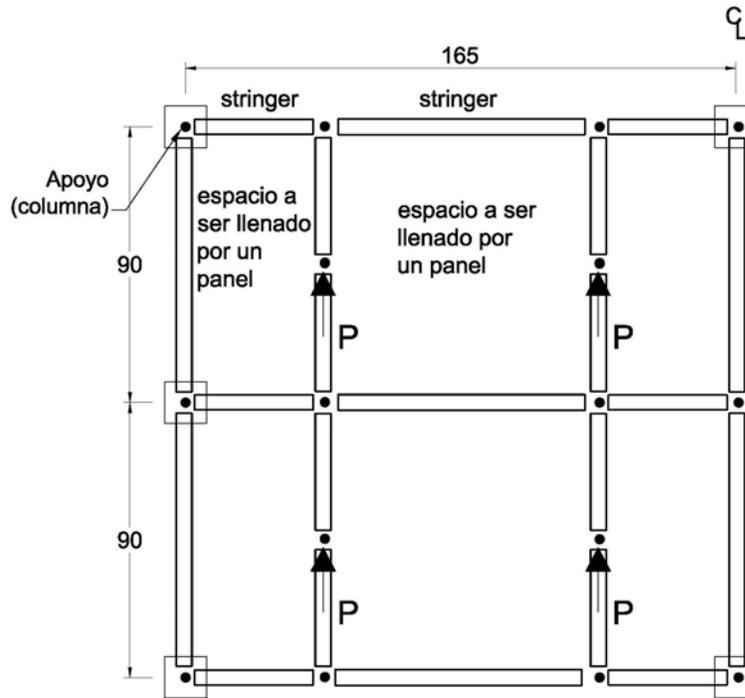


Fig. 5.33. Arreglo de *stringers* para la ubicación de las cargas y los apoyos, para la mitad del sistema de piso. Sin embargo, no permite la creación de paneles.

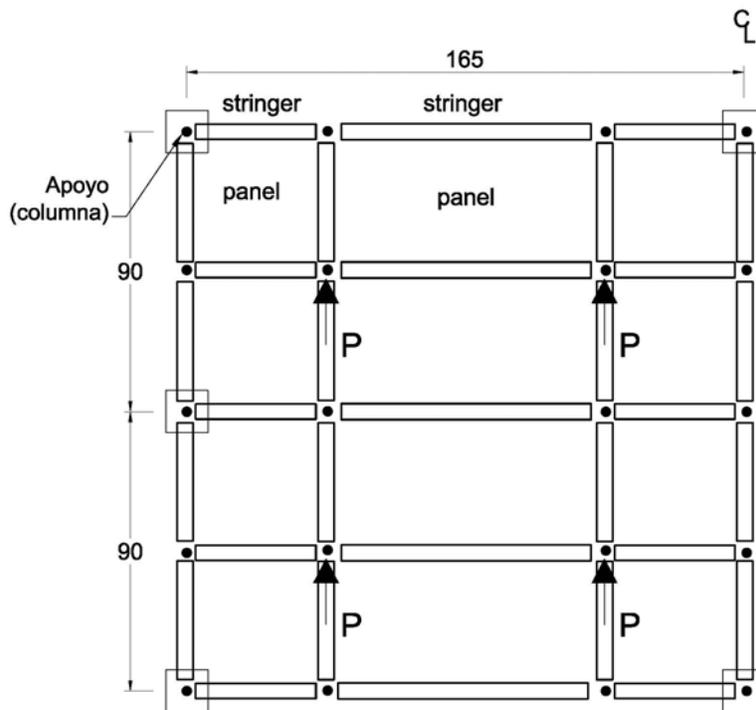


Fig. 5.34. Arreglo de *stringers* que permite definir los paneles del modelo de *stringer* y panel, para la mitad del sistema de piso.

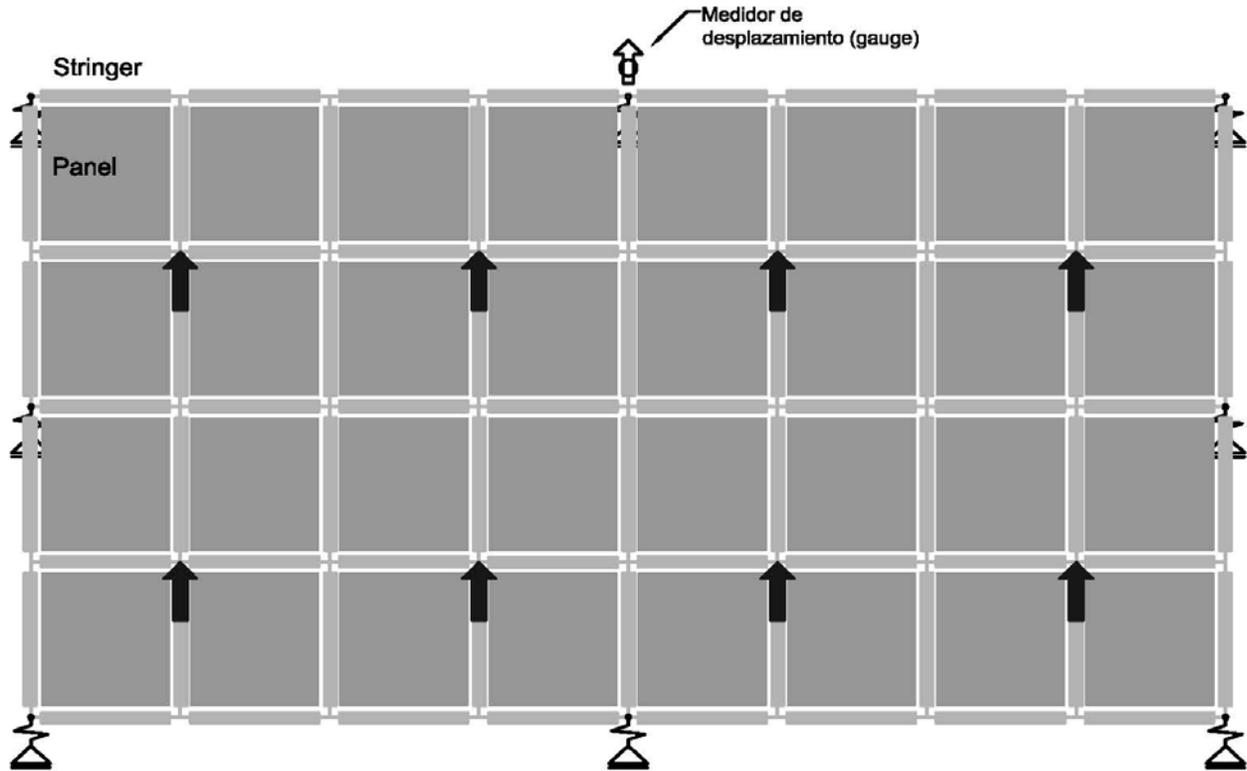


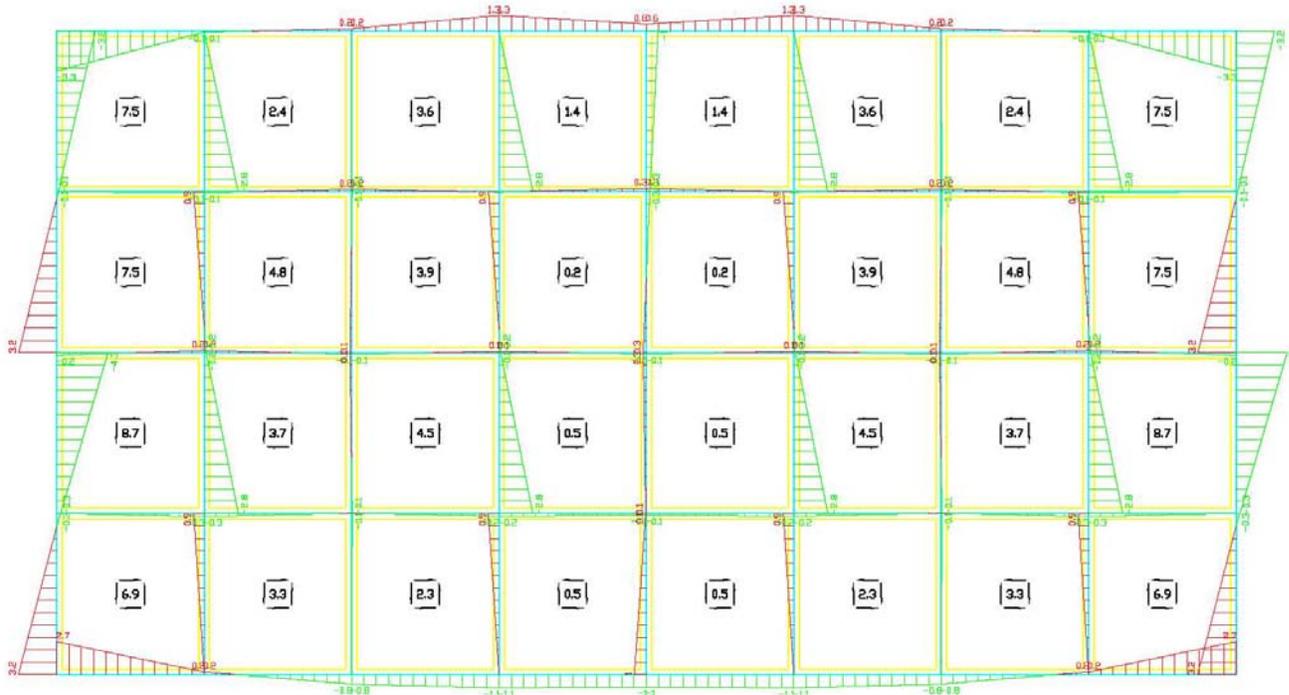
Fig. 5.35. Modelo de *stringers* y panel final para el sistema de piso en estudio.

El ancho de los *stringers* en el interior del modelo (los que no representan a las vigas) se tomó igual al de la separación de la malla (10 cm.) y su espesor igual al del firme (2 cm.). Por tanto, su refuerzo corresponde al de un alambre de la malla (Cal. 12.5, Area = 0.0346 cm²). Los espacios entre estos *stringers* fueron llenados con paneles de espesor igual al del firme y teniendo como refuerzo distribuido a la malla galvanizada.

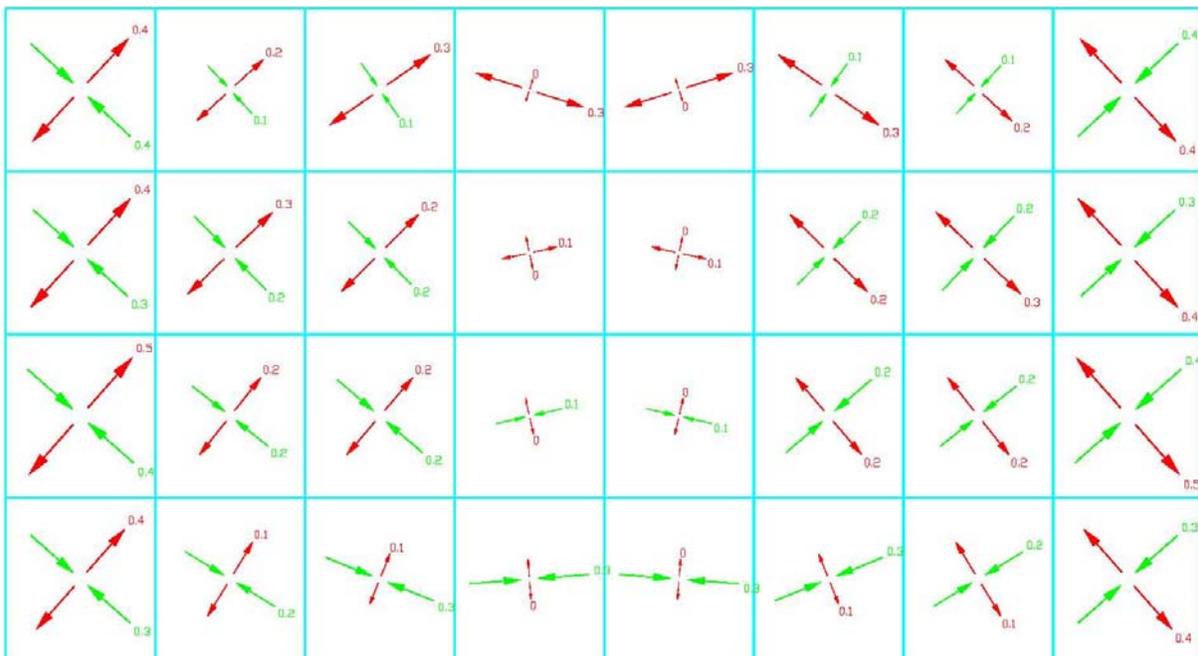
Para poder comparar la resistencia del firme de concreto con este método, el valor de las fuerzas inerciales en el piso (fuerzas P) se tomó igual al obtenido con el método de puntal y tirante (sección 5.5.6.3):

$$P = 285 \text{ kg}$$

Con el programa *SPANCAD* se hizo un análisis no lineal del sistema de piso modelado con *stringers* y paneles, para las fuerzas P actuantes. Como resultado se obtienen las fuerzas normales en los *stringers* y las fuerzas cortantes en los paneles (figura 5.36.a). Con base en estas fuerzas se pueden calcular los esfuerzos principales en los paneles, así como su dirección (Fig. 5.36.b)



a) Fuerzas normales de compresión (color verde) y tensión (color rojo) en los *stringers*, y fuerzas cortantes por unidad de longitud en los paneles (unidades en kN y kN/m, respectivamente).



b) Esfuerzos principales en los paneles (MPa)

Fig. 5.36. Resultados del análisis no lineal del sistema de piso modelado con *stringers* y paneles en el programa *SPANCAD*, para $P = 285$ Kg.

5. Aplicación del procedimiento propuesto y validación analítica del espécimen prefabricado a ensayarse.

De los resultados del análisis no lineal con *SPANCAD*, se ve que el sistema de piso es capaz de soportar las cargas $P = 285\text{kg}$, aplicadas. Para poder evaluar la capacidad resistente del sistema de piso, se realizó un análisis *pushover*, con el mismo programa y se halló la curva de carga vs. desplazamiento mostrada en la [figura 5.37](#). En esta gráfica, la carga se muestra como un factor de la carga total del sistema de piso, es decir, $\alpha (8 P)$, donde:

$$8 P = 8 \times 285 = 2280 \text{ kg (resistencia del sistema de piso con MPT),}$$

y

$$\alpha = \text{Load Factor}$$

El desplazamiento corresponde al del punto donde se ubicó el medidor de desplazamiento ([Fig. 5.35](#)).

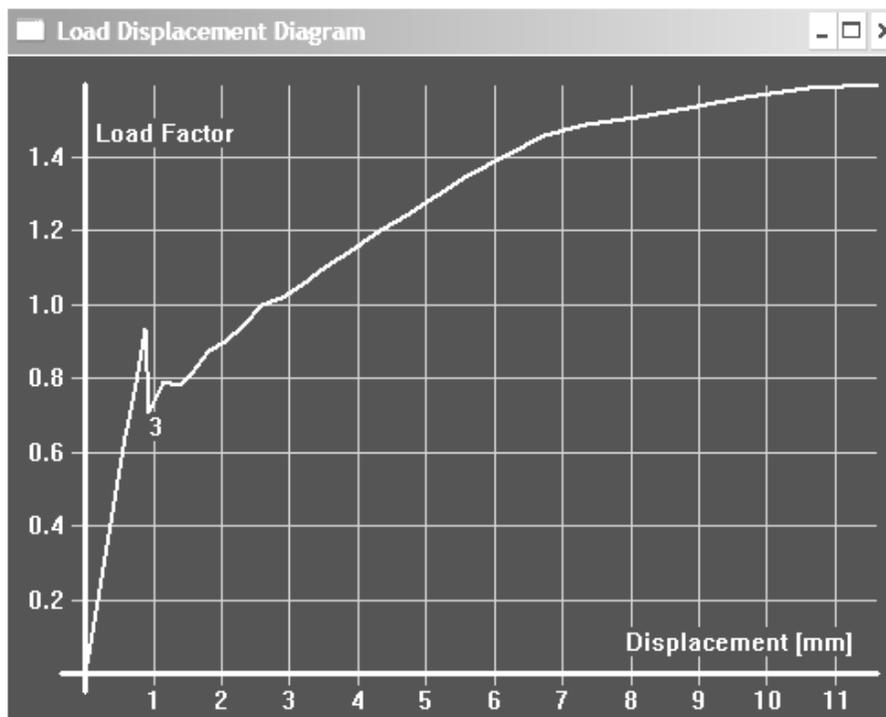


Fig. 5.37. Curva carga vs. desplazamiento, del firme en estudio, según el Método del “*Stringer and Panel*” (Programa *SPANCAD*)

Como podemos ver de la [figura 5.37](#), la resistencia última del firme de concreto, calculada con el MSP es aproximadamente $\alpha = 1.5$ veces la estimada con el MPT. Sin embargo, esta resistencia es muy similar a la obtenida con el MEF (1.4 veces la del MPT). Estos resultados nos estarían corroborando el carácter conservador del MPT, lo cual lo hace adecuado para el diseño de estructuras de concreto; en este caso, de sistemas de piso en edificios prefabricados.

La resistencia del firme de concreto, obtenida con el MPT, MEF y el MSP, se presenta en la Fig. 5.38, junto con las fuerzas sísmicas actuantes. Como puede verse de la figura, la resistencia del sistema de piso es menor que las fuerzas sísmicas actuantes, incluso según el MEF y MSP, los cuales dan una resistencia mayor.

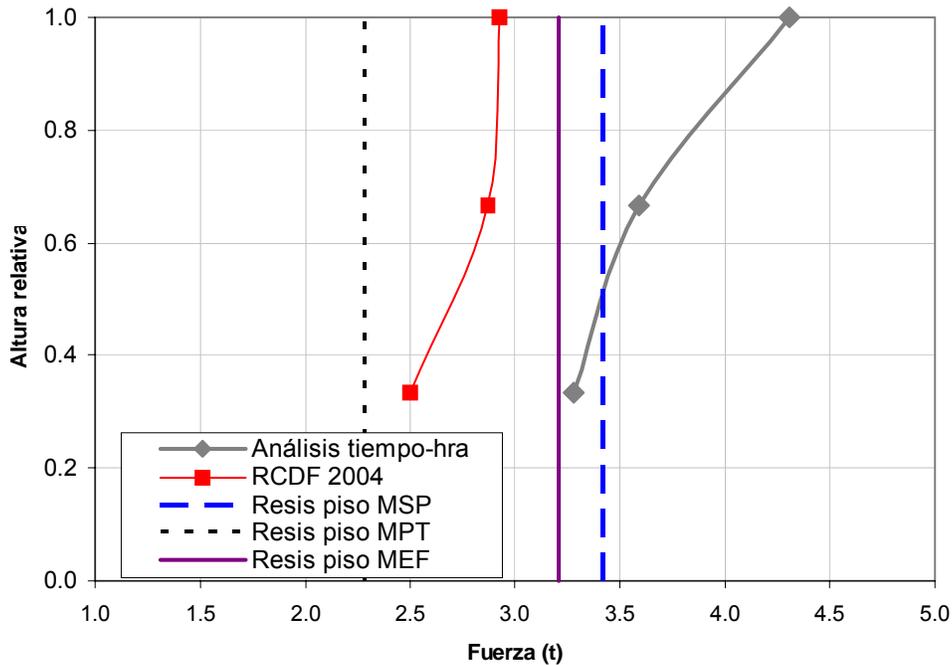


Fig. 5.38. Fuerzas sísmicas resistentes (MPT, MEF, MSP) y actuantes (tiempo-hra, RCDF2004) en el sistema de piso del edificio en estudio, a nivel de modelo.

6. CONCLUSIONES

En este estudio se encontró que los reglamentos de diseño actuales para estructuras de concreto, no cuentan con un procedimiento racional de diseño de los sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto reforzado. En este sentido, el RCDF2004 tiene muy pocas recomendaciones al respecto. Por otro lado, de acuerdo con la práctica mexicana, el diseño del firme de concreto en general considera solamente refuerzo mínimo por cambios volumétricos, lo cual no es suficiente para soportar a las fuerzas sísmicas en el piso, tal como se demuestra en el presente trabajo ([Capítulo 5](#)).

Así mismo, la obtención de las fuerzas sísmicas de piso, siguiendo las recomendaciones de algunos reglamentos de diseño, puede estar del lado de la inseguridad. Como se mostró en el [capítulo 5 \(Fig. 5.20\)](#), las fuerzas sísmicas en el piso obtenidas mediante el procedimiento indicado por el RCDF2004, resultaron ser menores a las obtenidas de un análisis tiempo historia no lineal del edificio en estudio, por lo que se sugiere revisar dicho procedimiento.

En vista de las limitaciones encontradas en los reglamentos de diseño, se propone un procedimiento para el diseño sísmico de los sistemas de piso de edificios prefabricados. El procedimiento propuesto emplea métodos apropiados para el diseño de estructuras de concreto reforzado tipo panel, como son el Método del Puntal y tirante (MPT), el Método de los Elementos Finitos (MEF) y el Método del Stringer y el Panel (MSP). La resistencia del sistema de piso típico de edificios prefabricados, ante fuerzas sísmicas en su plano, puede ser calculada mediante cada uno de los métodos mencionados. El procedimiento propuesto combina el MPT con el MEF y obtiene recomendaciones para definir un modelo de puntal y tirante apropiado para el sistema de piso en estudio. Así mismo, se introduce al lector al empleo del MSP, el cual es un método reciente y con muchas ventajas para el análisis y diseño de este tipo de estructuras (paneles de concreto reforzado).

El procedimiento propuesto se aplicó a la revisión sísmica del sistema de piso de un edificio prefabricado, el cual será ensayado en mesa vibradora, para un registro sísmico en suelo duro, y según la práctica mexicana, solamente lleva como refuerzo del sistema de piso, el mínimo por temperatura. La revisión se realizó a nivel de espécimen (edificio a escala del edificio prototipo). Mediante el procedimiento se obtuvo el modelo de puntal y tirante óptimo para el sistema de piso en estudio. La resistencia calculada con este modelo, resultó ser menor que las fuerzas sísmicas actuantes, tanto del RCDF2004, como las de un análisis tiempo-historia. Sin embargo, la resistencia del piso calculada con el MEF y el MSP, resultó

ser 50% mayor a la estimada con el MPT. Pero aún así, se encontró que las fuerzas sísmicas actuantes en los pisos 2 y 3 del edificio, fueron mayores que la resistente.

Se concluye que la resistencia del sistema de piso del edificio en estudio, el cual solamente tiene refuerzo por cambios volumétricos, es menor que la necesaria para resistir las fuerzas sísmicas actuantes. Así mismo, se muestra el carácter conservador del MPT, el cual siempre dará una resistencia que estará del lado de la seguridad, lo que lo hace un método apropiado para el diseño de las estructuras.

En cuanto al ensaye en mesa vibradora, se encontró que mediante leyes de similitud es posible representar al edificio prototipo por un modelo a escala reducida, con la finalidad de poder realizar el ensaye dinámico en mesa vibradora sin complicaciones de espacio y peso. El espécimen a ensayarse puede ser modelado en programas de análisis no-lineales, con la finalidad de predecir su comportamiento sísmico. De esta manera, mediante análisis tiempo-historia no-lineal y pushover, se obtuvieron las respuestas sísmicas del edificio, las cuales permitieron hacer las primeras evaluaciones de los posibles resultados que se encuentren en el ensaye dinámico en mesa vibradora. En resumen, se espera una ductilidad global del edificio de 2, con lo cual los elementos de los marcos resistentes a fuerza sísmica (vigas y columnas) tendrían un buen comportamiento, ya que se considera que la capacidad de ductilidad del edificio es mayor que el valor mencionado.

APÉNDICE A. CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE LAS VARILLAS DEL ESPECIMEN

Longitud de desarrollo de barras a tensión (NTCDF 2004, sección 5.1.2)

1) Anclaje de barra recta a tensión:

Datos:

d_b : diámetro de la barra, $d_b = 0.6 \text{ cm}$

a_s : área de la barra $a_s = \frac{\pi d_b^2}{4}$ $a_s = 0.283 \text{ cm}^2$

f_y : fluencia de la barra $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$

f'_c : resistencia especificada a compresión del concreto

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

c : separación entre barras o recubrimiento (el menor)

→ La mitad de la separación entre centros de barras:

$$c = 2 \text{ cm}$$

K_{tr} : índice del refuerzo transversal. Por sencillez se supone $K_{tr} = 0$.

La longitud básica de anclaje será la mayor de:

$$L_{db} = a_s \frac{f_y}{(3c\sqrt{f'_c})} \quad L_{db} = 12.3 \text{ cm}$$

$$L_{db} = 0.11d_b \frac{f_y}{(\sqrt{f'_c})} \quad L_{db} = 17.3 \text{ cm}$$

→ $L_{db} = 17.3 \text{ cm}$

Factores que modifican a L_{db} :

- barras de diámetro igual o menor que 19.1 mm

$$\rightarrow f_1 = 0.8$$

- barras que tienen $f_y > 4200$

$$\rightarrow f_2 = 2 - 4200 / f_y$$

$$f_2 = 1.14$$

La longitud de anclaje de la barra recta a tensión es:

$$L_d = L_{db} \times f_1 \times f_2$$

$$L_d = 11.3 \text{ cm}$$

2) Anclaje de barra con doblez a 90°:

La longitud básica de anclaje con doblez a 90° está dada por:

$$L_{dbh} = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$L_{dbh} = 11.9 \text{ cm}$$

Factores que modifican a L_{dbh} :

- barras confinadas por estribos en la longitud de desarrollo (como es el caso del edificio)
→ $f_1 = 0.8$

La longitud de anclaje de barra con doblez a 90° es:

$$L_{dh} = L_{dbh} \times f_1$$

$$L_{dh} = 9.6 \text{ cm} \quad \geq 8 d_b = 4.8 \text{ cm (Ok!)}$$

Longitud de traslape de barras a tensión (NTCDF 2004, sección 5.6.1)

La longitud de traslape será la mayor de:

$$1.33 L_d = 15.01 \text{ cm} \quad \text{ó}$$

$$(0.01 f_y - 6)d_b = 25.8 \text{ cm}$$

Por lo tanto

$$L_{\text{traslape}} = 26 \text{ cm}$$

APÉNDICE B. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CON TENSIONES TRANSVERSALES

Datos del concreto:

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{resistencia especificada a la compresión del concreto})$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \text{ Ec} = 2.62 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{módulo de elasticidad del concreto})$$

a) Recomendaciones de las NTCDF-2004

No tiene recomendaciones para cuando el concreto presenta tensiones transversales. La resistencia a la compresión del concreto se puede estimar como su resistencia al aplastamiento.

$$f_c^* = 0.8 \times f'_c$$

$$F_R = 0.7$$

$$\rightarrow f'_{cd} = 0.56 f'_c$$

b) Recomendaciones del Código Canadiense (Canadian Concrete Code, 1984)

Este reglamento calcula la resistencia a la compresión del concreto en base a la deformación unitaria del tirante que cruza el puntal ϵ_1 . Esta deformación se supone en la fluencia:

$$\epsilon_1 = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4250}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

La resistencia a la compresión del concreto con tensiones transversales es:

$$f_{ce} = \frac{\lambda \phi_c f'_c}{0.8 + 170 \epsilon_1}$$

donde:

$$\lambda = 1 \quad (\text{concreto de peso normal})$$

$$\phi_c = 0.6 \quad (\text{factor del material})$$

$$\rightarrow f_{ce} = 0.49 f'_c$$

c) Recomendaciones del CEB-FIP Model Code for Concrete Structures (Comité Euro International du Béton, 1978)

Resistencia de diseño a compresión del concreto:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f'_c}{\gamma_c}$$

donde:

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{factor de seguridad parcial para concreto en compresión})$$

Resistencia de diseño a compresión del concreto, con agrietamiento y refuerzo inclinado:

$$f^*_{cd} = 0.6 f_{cd}$$

$$\rightarrow f^*_{cd} = 0.34 f'_c$$

d) Recomendaciones del ACI 318, Apéndice A (ACI 318, 2005)

La resistencia a la compresión del concreto, f_{cu} , es la menor de los valores siguientes:

d.1. Resistencia efectiva a compresión del concreto en el puntal:

$$\beta_s = 0.4 \quad (\text{para concreto con tensiones transversales})$$

$$f_{cu1} = 0.85 \times \beta_s \times f'_c = 0.34 f'_c$$

d.2. Resistencia efectiva a compresión del concreto en la zona de nudo:

$$\beta_n = 0.8 \quad \text{en nudos donde se ancla un tirante.}$$

$$f_{cu2} = 0.85 \times \beta_n \times f'_c = 0.68 f'_c$$

$$\rightarrow f_{cu} = 0.34 f'_c$$

REFERENCIAS

1. ACI Commite 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)". American Concrete Institutue, U.S.A, 2005.
2. Bathe, Klaus-Jurgen. "Finite Element Procedures in Engineering Analysis". Prentice Hall, New Jersey, USA, 1982.
3. Blaauwendraad, J. "SPanCAD, AutoCAD application for computation of stringer-panel models", Delft University of Technology, Holanda, 2001.
4. Blaauwendraad, J., and Hoogenboom P. "Stringer Panel Model for Structural Concrete Design". ACI Structural Journal, V. 93. No. 3, Mayo-Junio de 1996.
5. BSSC, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", FEMA 368 y 369, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. 2000.
6. Bull, D.K. "Diaphragms", Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, Technical Report No. 20, New Zealand Concrete Society. Nueva Zelanda, 1997.
7. Carr, A. "RUAUMOKO, Computer Program Library", University of Canterbury, Department of Civil Engineering. Nueva Zelanda, 1998.
8. Carranza R, R. Martínez y E. Reinoso. "Conexión trabe columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura". Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, volumen I. Mérida, Yucatán, 1997.
9. CIMNE, Internacional Center for Numerical Methods in Engineering. "GID, Pre and Postprocessor, Version 7.2". Barcelona, España, 2001.
10. Clough, R.W. y Penzien, J. "Dynamics of Structures". Second Edition. McGraw-Hill, Nueva York, 1993.
11. Computers and Structures, Inc. "SAP 2000, Estructural Analysis Program, Nonlinear Version 8.2.3". Berkeley, California, Julio 2002.
12. Computers and Structures, Inc. "ETABS 2000, Extended 3D Analysis of Building Systems, Nonlinear Version 7.10". Berkeley, California, 2001.
13. EERI, 1994. "Northridge Earthquake, January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
14. Fleischman, R.B. and Farrow, K.T. "Dynamic Response of Perimeter Lateral-System Structures with Flexible Diaphragms", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 30, No. 5, Mayo 2001.
15. Gates, W. E. "Seismic design considerations for untopped precast concrete floor and roof diaphragms". Proceedings, Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, Applied Technology Council, 1981.

16. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings. Report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Center for Advanced Engineering. University of Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda 1999.
17. ICBO, “Uniform Building Code”, 1997 Edition. International Conference of Building Officials. Whittier, California, Mayo de 1997.
18. McSaveney, L.G. “Precast Concrete Flooring Systems Design and Detailing for Seismic Purposes”. Conference Technical Papers (TR19). New Zealand Concrete Society, Pag. 14-26, Agosto de 1997.
19. Menegotto, M., “Precast floors under seismic action”. Proceedings, The Second International Symposium on Prefabrication. Helsinki, Finlandia, Mayo 2000.
20. Nakaki, S. D. “Design Guidelines for Precast and Cast-in-Place Concrete Diaphragms”. Technical Report, EERI Professional Fellowship, Earthquake Engineering Research Institute, Abril del 2000.
21. NTC Guerrero, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero”. Instituto de Ingeniería, UNAM, Noviembre de 1988.
22. NTCDF2004, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. México D.F, 2004.
23. NZS 3101, Standards New Zealand, “Concrete Structures Standard – The Design of Concrete Structures” and “Commentary on the Design of Concrete Structures”, Wellington, Nueva Zelanda, 1995.
24. Park, R. “A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand”. PCI Journal, Mayo-Junio, 1995.
25. Pérez D, Carranza R, Martínez R, Alcocer S. “Comportamiento sísmico de un tipo de conexión viga columna de elementos prefabricados de concreto”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, NL, México, Nov 1998.
26. RCDF2004, “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F, 2004.
27. Restrepo, J I, Park, R and Buchanan, A H. “Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames of buildings”, Journal of the Prestressed/Precast Concrete Institute, Vol 40, Nro 5, Septiembre-Octubre 1995.
28. Rodríguez, M. y Blandon, J. “Ensayes ante Cargas Laterales Cíclicas Reversibles de una Estructura Prefabricada de Concreto Reforzado de dos Niveles”. Reporte de Investigación 627, Instituto de Ingeniería, UNAM, Marzo, 2002.
29. Rodriguez, M., Restrepo, J. y Carr, A. “Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings”, Earthquake Engineering - Structural Dynamics, 31, pp 693-718, 2002.
30. Schlaich, J. “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”. PCI Journal, May-June 1987.

Referencias

31. Vecchio, F. J., Collins, M. P, “Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”, ACI Journal, Proceedings V. 83, No 2, 1986.
32. Zermeño, M. “Comportamiento de Conexiones entre Elementos Prefabricados de Concreto ante Cargas Alternadas”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.