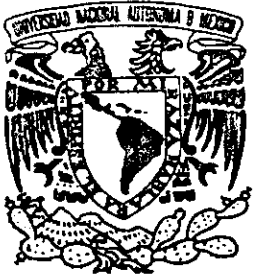


01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE
CONCRETO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(Estructuras)

Presenta:

Ing. John Jairo Blandón Valencia

Dirigida por:

Dr. Mario E. Rodríguez

281983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*A mis padres, Miguel y Silvia, por darme la
mejor herencia "La educación"*

*A mi tío Cristóbal, por motivarme a estudiar
Ingeniería Civil*

INDICE

1. INTRODUCCION
 - 1.1 Antecedentes
 - 1.2 Alcance y objetivos

2. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.
 - 2.1. Generalidades
 - 2.2. Criterios básicos de diseño sismo-resistente
 - 2.2.1. Diseño por capacidad
 - 2.2.2. Mecanismo de colapso
 - 2.2.3. Conexiones trabe-columna coladas en sitio y en elementos prefabricados
 - 2.3. Conexiones en elementos prefabricados de marcos de concreto reforzadp
 - 2.4. Muros estructurales
 - 2.4.1. Conceptos de diseño
 - 2.4.2. Sistema de muro monolítico
 - 2.4.3. Sistema de edificios con paneles
 - 2.5. Diafragmas
 - 2.5.1. Diafragma rígido
 - 2.5.2. Diafragma flexible
 - 2.5.3. Diafragmas prefabricados
 - 2.5.4. Diseño de diafragmas
 - 2.6. Cimentaciones
 - 2.7. Comportamiento sísmico observado en estructuras prefabricadas

3. DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN Y DE LOS ENSAYES
 - 3.1 Descripción del espécimen
 - 3.2 Proceso constructivo y materiales empleados
 - 3.2.1. Proceso constructivo
 - 3.2.2. Materiales empleados
 - 3.3 Descripción de ensayos

- 3.3.1. Ensaye de vibración ambiental y forzada
- 3.3.2. Ensaye ante cargas laterales cíclicas reversibles
- 3.3.3. Historia de cargas
- 3.3.4. Instrumentación

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPÉCIMEN

- 4.1. Introducción
- 4.2. Descripción de los sistemas de referencia para medir fuerzas y deformaciones
- 4.3. Respuesta de vibración forzada y ruido ambiental
- 4.4. Respuesta observada en los ensayos del espécimen ante cargas laterales cíclicas reversibles
 - 4.4.1. Respuesta carga desplazamiento
 - 4.4.2. Características relevantes observadas en el ensaye del espécimen
- 4.5. Deformaciones medidas en varillas de refuerzo longitudinal
 - 4.5.1. Varillas de refuerzo en el muro
 - 4.5.2. Varillas de refuerzo en columnas
 - 4.5.3. Varillas de refuerzo en vigas
- 4.6. Curvaturas medidas en el ensaye
 - 4.6.1. Curvaturas medidas en el muro
 - 4.6.2. Curvaturas medidas en columnas
 - 4.6.3. Curvaturas en vigas
- 4.7. Modo de falla
- 4.8. Comportamiento de conexiones
- 4.9. Comportamiento del sistema de piso

5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

- 5.1. Introducción
- 5.2. Rigidez lateral calculada y medida en el ensaye
- 5.3. Evaluación del comportamiento de diafragma en el sistema del piso del espécimen
- 5.4. Evaluación de la capacidad resistente del espécimen
 - 5.4.1. Evaluación de acuerdo con los criterios del RDF93 y considerando el mecanismo de colapso observado
 - 5.4.2. Revisión del sistema de piso

- 5.4.3. Evaluación de las características de resistencia y deformación de la conexión trabe-columna del marco del eje central 2
- 5.5. Ductilidad y desplazamiento relativo global
- 5.6. Mecanismo de colapso propuesto considerando el alargamiento del sistema de piso
- 5.6.1. Evaluación del mecanismo de colapso
- 5.6.2. Evaluación del deslizamiento del refuerzo del lecho inferior, conexión trabe-columna en eje central
- 5.6.3. Evaluación del alargamiento del sistema de piso en el espécimen
- 5.7. Comportamiento histerético y comentarios adicionales
- 5.8. Análisis no lineal
- 6. CONCLUSIONES
- 7. RECONOCIMIENTO
- 8. REFERENCIAS

- APENDICE A. APLICACION DE LA TEORIA DEL PUNTAL Y TIRANTE
- APENDICE B APLICACIÓN DE LA TEORIA PROPUESTA EN LA LITERATURA PARA EL DISEÑO DE CANDELEROS
- APENDICE C EVALUACION DE DEFORMACIONES EN EL CONCRETO Y ACERO DE UN MARCO DUCTIL

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Las estructuras prefabricadas son aquellas en las que los elementos que la conforman se construyen principalmente en un lugar diferente al de su posición definitiva. Pueden ser de concreto, acero, mampostería o cualquier otro material de construcción. Este procedimiento de construcción no es muy reciente y se encuentra en diversas épocas de la historia del hombre. Un hecho importante en este campo ha sido el que desarrollaron las culturas prehispánicas de Mesoamérica, las cuales llegaron a soluciones prefabricadas tallando piezas de piedra que posteriormente eran ensambladas para formar sus monumentos, figuras, templos o pirámides. Es común ver que construcciones de siglos atrás, o de los años 1800, eran a base de bloques de piedra, mezcla de cal y arena, proporcionando rigidez a las edificaciones mediante grandes dimensiones, que a su vez se reflejan en un gran volumen y masa.

Debido al desarrollo y crecimiento de las ciudades, ha sido necesario buscar nuevas formas de construcción, más ligeras, que no ocupen tanto espacio y que sean a la vez funcionales. En un inicio, se construyeron edificaciones a base de tabiques (combinación de arcilla y madera); posteriormente aparecen bloques de arcilla cocidos, ampliando el concepto de mampostería. Simultáneamente se desarrollan el concreto y el acero, con lo que se aumenta la resistencia en las construcciones y se aprovecha el espacio al poder crecer las estructuras en altura. El crecimiento acelerado de las ciudades ha requerido una mayor rapidez en la ejecución de obras civiles como edificios, vías, acueductos, etc., por lo que es necesario desarrollar procedimientos de construcción que estén acorde con la demanda de la población. Un ejemplo de estos procedimientos es el caso de las estructuras prefabricadas de concreto reforzado.

De acuerdo con la definición de estructuras prefabricadas, el concreto prefabricado se refiere al proceso de construcción ordenado en el que los elementos de concreto son colados en un lugar distinto al de su posición final y con el cual se busca realizar construcciones en un tiempo menor y con mejor calidad que aquellas obras construidas con la forma tradicional de colado en sitio.

El principal desarrollo en las estructuras prefabricadas de concreto se dio en Europa al término de la segunda guerra mundial, pues las necesidades y exigencias del momento eran lograr una gran cantidad de edificaciones en un tiempo corto. La prefabricación brindó en el instante los requisitos de cantidad y tiempo, logrando también un mayor control de calidad en las obras realizadas.

En México, el empleo de estructuras prefabricadas de concreto para edificios no es tan amplio como ocurre en países ubicados en zonas sísmicas como son Japón, Nueva Zelanda y algunos en Europa. Con base en los detalles de diseño que se consideran insatisfactorios en las conexiones de los elementos prefabricados en marcos de concreto y a la poca experiencia ante sismos, los reglamentos de construcción recomiendan para el diseño de edificios a base de marcos de concreto prefabricado fuerzas sísmicas bastante mayores que las correspondientes a una estructura comparable colada en sitio, lo que hace atractivo al diseñador el empleo de este último tipo de estructuras.

Otro aspecto que hace poco atractivo el empleo de edificios prefabricados en el caso de México, es que las conexiones entre elementos se ubican generalmente en las zonas críticas donde se presentan las llamadas articulaciones plásticas. Esto podría ser un inconveniente, ya que es posible que las conexiones en estas zonas no tengan las capacidades de resistencia y de deformación necesarias durante un sismo intenso.

Aunque la industria de la prefabricación tiene en México bastante tiempo, ésta es más conocida en obras como puentes para obras viales, debido a que es común encontrar elementos de concreto de grandes dimensiones, secciones robustas y generalmente pretensadas, lo cual requiere condiciones especiales para su construcción. La prefabricación ofrece estas condiciones, dado que realizar el colado de ellas en sitio dificultaría el proceso de construcción, pues en ocasiones el empleo simultáneo de cimbras y del equipo necesario para realizar el tensado se vuelve inapropiado e inoperante.

Una actividad que desarrolla la industria de la prefabricación en la construcción de edificios es la de sistemas de pisos, donde se emplean elementos como la vigueta y bovedilla, losas extruidas o vigas doble T, con el objeto de aligerar y acelerar la construcción de las edificaciones, ya que al no requerir cimbras facilita el proceso

1. Introducción

constructivo. Es común que el empleo de edificios prefabricados de concreto sea para aquellas construcciones que básicamente no van a estar habitadas la mayor parte del tiempo, como son los edificios de estacionamientos. En términos generales, a esta industria no se le ha dado suficiente importancia en la construcción de edificios, debido a la falta de conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto, o porque los reglamentos de construcción no tienen requisitos de diseño sísmico específicos para ellas. Otra razón es que no se cuenta con el suficiente personal calificado para la realización de labores especializadas en esta industria, dado que los trabajadores tradicionales de la construcción deben de ser capacitados para actividades y herramientas diferentes a las que están acostumbrados a emplear.

1.2 Alcances y objetivos

Para desarrollar este trabajo se realizó el estudio experimental de una estructura de concreto prefabricado de dos niveles a escala $\frac{1}{2}$, representativa de un edificio para estacionamiento en la zona de mayor riesgo sísmico. El sistema estructural empleado fue la combinación de muros estructurales y marcos, llamado también sistema dual. La estructura fue diseñada con una crujía en la dirección del ensaye y con dos en la dirección perpendicular del mismo, logrando la continuidad entre elementos con colados en sitio sin emplear soldadura. Para el sistema de piso se emplearon vigas doble T prefabricadas y pretensadas, así como un firme colado en sitio en la parte superior de las vigas prefabricadas, con el cual se pretende ligar todas las vigas del nivel. La estructura fue sometida a ensayos ante cargas laterales cíclicas reversibles, representativas de un sismo, mediante actuadores hidráulicos, hasta el colapso del espécimen.

En este trabajo se hace una revisión de la literatura sobre los aspectos más relevantes del diseño y comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas de concreto, se describen algunas de las técnicas empleadas para la conexión de elementos prefabricados en edificaciones de varios niveles usadas en diferentes países. También se presentan las características del espécimen ensayado, donde se combinaron marcos y muros estructurales, con lo que se pretende garantizar que las acciones sísmicas sean resistidas principalmente por los muros y así reducir en forma significativa las demandas de

deformación en las secciones críticas de los marcos y que las conexiones entre vigas y columnas prefabricadas no tengan grandes requerimientos de capacidad de deformación.

Los principales objetivos de esta investigación son estudiar los diversos aspectos en el comportamiento sísmico de edificios prefabricados de concreto y de las conexiones entre los diferentes elementos prefabricados en estructuras que combinan de marcos y muros estructurales. También se pretende estudiar las características de la respuesta sísmica del sistema de piso prefabricado, de la rigidez lateral de la estructura, así como de su resistencia ante acciones sísmicas. Además se pretende determinar las características de deformación, ductilidad de desplazamiento, forma de disipación de energía de la estructura ensayada, así como comparar los resultados experimentales con procedimientos teóricos que traten de predecir las características mas importantes de la respuesta sísmica de la estructura ensayada.

2. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO

2.1. Generalidades

El concreto prefabricado se define como el concreto que es colado en un lugar diferente al de su posición final. Además es un procedimiento ordenado y controlado para construir, en el cual se reducen los tiempos de obra dado que las piezas son fabricadas y almacenadas a medida que se desarrollan otras etapas de la obra. Así por ejemplo, en la etapa de excavación y cimentación se pueden realizar los colados de columnas y algunas vigas, algo imposible de realizar con el procedimiento tradicional de colado en sitio.

Los elementos de concreto prefabricado son construidos con un mayor control de calidad ya que es posible revisar cada una de las piezas en las plantas de colados para que lleguen en condiciones óptimas a la obra. El curado generalmente se realiza con procedimientos externos, como vapor, que ayudan a hidratar apropiadamente el cemento, con lo cual es factible alcanzar el 60% de la resistencia de diseño 12 horas después de realizar el colado, por lo que las piezas fácilmente se pueden desmoldar al día siguiente e iniciar otro colado.

Entre otras ventajas, al poder tener un control cuidadoso en los materiales empleados para el concreto, así como para el curado, es fácil obtener resistencias mayores de 300 kg/cm², la resistencia definitiva puede ser garantizada durante el izaje de los elementos, sin tener que esperar los largos periodos que se requieren en las obras coladas en sitio y cuando los elementos ya están construidos.

También en estructuras prefabricadas es posible emplear materiales para las cimbras que dan un acabado y textura de excelente calidad y con un mayor uso, que en promedio es de 50 veces cuando son de fibra de vidrio o madera protegida o casi ilimitado cuando son en acero, con lo cual el trabajo en cimbras y labores en el sitio de la obra disminuye notablemente, aumentando la velocidad de la construcción.

Es común que los elementos prefabricados sean también pretensados, con el fin de lograr grandes dimensiones. Además, el pretensado ayuda a proteger cada una de las piezas

estructurales en los procesos de traslado al lugar de la obra, izaje y ubicación en su posición definitiva. También es un factor conveniente para aumentar la durabilidad del elemento estructural ya que protege al acero de refuerzo de agentes externos en ambientes corrosivos, dado que disminuye la aparición de grietas y cierra las posibles que se formen por el fenómeno de retracción en el concreto.


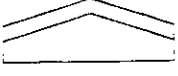

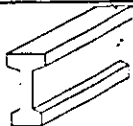
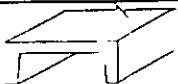



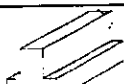
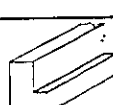



Aunque los equipos empleados para realizar los colados en las plantas prefabricadoras, para el transporte e izaje en principio pueden encarecer un proyecto, no se considera como una desventaja, dado que la inversión adicional que se hace para la construcción de las estructuras prefabricadas se recupera mucho antes que con una obra construida con los procedimientos tradicionales. Las principales limitantes para realizar edificios prefabricados de concreto se presentan al transportar e izar los elementos, pues éstos requieren tener dimensiones apropiadas para facilitar su movimiento, lo cual condiciona la cantidad y ubicación de las conexiones que se requieren para unir las diferentes piezas y satisfacer los requerimientos de diseño.

La poca experiencia que se tiene ante sismos fuertes y a nivel del laboratorio del comportamiento de uniones entre elementos prefabricados, así como los requerimientos que deben cumplir las conexiones, dificulta la labor de diseño. Debido a lo anterior algunos reglamentos sólo se limitan a especificar cargas de diseño generalmente mayores que para las estructuras coladas en sitio. Una limitante adicional tiene que ver con el tamaño de la obra, pues las obras prefabricadas son una alternativa muy económica cuando el área a construir es grande y en donde la producción en serie de elementos puede ser desarrollada con facilidad.

En la tabla 2.1 [ANIPPAC, sin fecha y Sheppard et al., 1989] se muestran algunas de las secciones típicas y dimensiones frecuentemente empleadas por la industria de la prefabricación en México y en otros países para la construcción de los elementos que conforman un edificio. Sin embargo, es factible encontrar más secciones ya sea por una combinación de éstas o por el empleo de moldes diferentes según lo determine el diseñador; esto último tiene que ver con el número de usos que se dé a la cimbra con el fin de amortizar los costos de fabricación y no encarecer el proyecto.

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

Tabla 2.1. Secciones típicas [ANIPPAC, sin fecha y Sheppard et al., 1989]

Sección	Forma	Intervalo aproximado de dimensiones		
		Ancho [m]	Peralte [m]	Longitud [m]
Doble T		1.00-3.00	0.30-0.70	8.00-20.00
Doble T con peralte variable		1.50-3.00	0.20-1.00	9.00-25.00
Simple T		1.50-3.20	0.30-1.20	10.00-30.00
Trabe AASHTO		0.50-1.00	1.10-1.80	9.00-31.00
Losa canal		1.50-3.00	0.50-1.00	12.00-30.00
Losa plana		2.00-3.50	0.07-0.15	4.00-7.00
Losa extruida		1.00-2.50	0.15-0.30	6.00-18.00
Rectangular		0.30-1.0	0.40-1.20	7.0-21.0
T invertida		0.30-0.60	0.55-1.20	6.00-13.00
L		0.30-0.60	0.55-1.20	6.00-13.00
Columna		0.25-1.00	0.25-1.00	3.0-7.0
Pilote		0.30-1.00	0.30-1.00	3.0-7.0
Láminas apilables		0.10-0.20	0.25-0.40	

2.2. Conceptos básicos de diseño sismo-resistente

2.2.1. Diseño por capacidad

Un aspecto relevante en el diseño y construcción de estructuras prefabricadas resistentes a sismos es la necesidad de lograr una adecuada capacidad de deformación y resistencia entre los elementos que la componen, así como en caso de acciones laterales intensas la estructura no presente un modo de falla frágil.

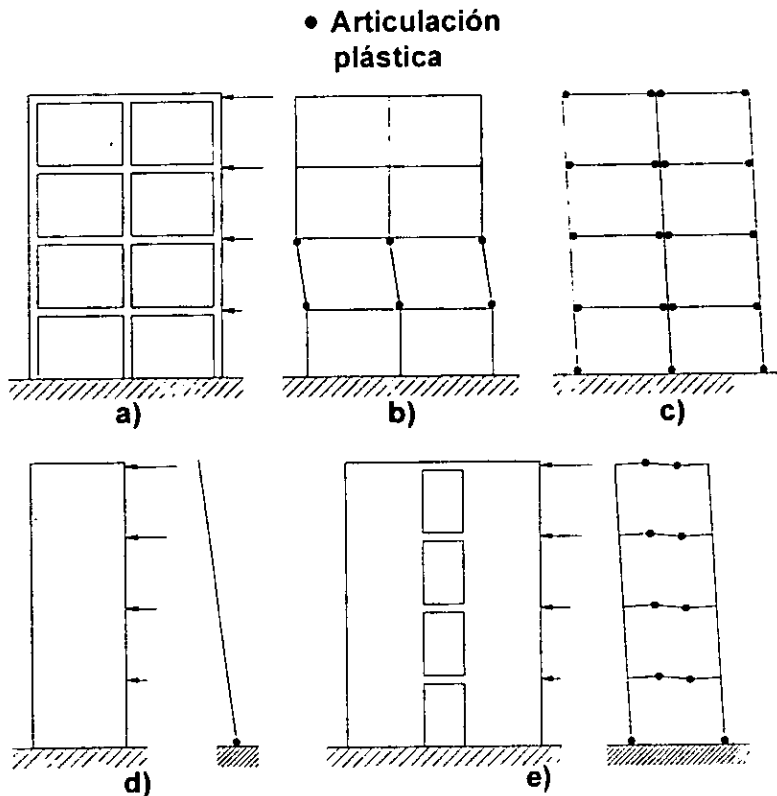
La filosofía actual para el diseño de edificios a base de marcos y muros estructurales se basa en que la mayor parte de la energía se debe disipar mediante la fluencia en flexión de articulaciones plásticas en algunos elementos y que el resto de la estructura sea lo suficientemente fuerte para asegurar la permanencia en el intervalo elástico. Esto es, que no se producirán fallas de cortante, ni pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto en algunos puntos de los elementos estructurales. La resistencia de la estructura se determina entonces cuando después de la formación de suficientes articulaciones plásticas se desarrolla un mecanismo de colapso [Park y Paulay, 1975].

Las características de un evento sísmico en un lugar no pueden conocerse con exactitud, lo que dificulta evaluar el comportamiento de una estructura cuando es sometida a cargas laterales inducidas por un sismo. Como una opción, el diseño por capacidad permite diseñar las estructuras para que desarrollen un comportamiento satisfactorio bajo acciones laterales intensas con base en un mecanismo de deformación en el intervalo inelástico o mecanismo de colapso y un factor de ductilidad de desplazamiento global esperado, con el cual están relacionados los factores de ductilidad local o de curvatura, parámetros útiles para el diseño sísmico de los elementos estructurales [Park, 1995].

Las fuerzas de diseño sísmico están asociadas con el factor de ductilidad de la estructura μ definido como Δ_{max}/Δ_y , donde Δ_{max} es el desplazamiento máximo que puede desarrollar la estructura durante los ciclos de carga sin una pérdida significativa de resistencia y Δ_y es el desplazamiento en el que se alcanza la primera resistencia de una sección, suponiendo un comportamiento elástico hasta ese nivel de carga lateral.

2.2.2. Mecanismo de colapso

En la fig. 2.1 se muestran algunos mecanismos de colapso que pueden presentar estructuras a base de marcos y muros estructurales. En la Fig. 2.1a se muestra un marco sometido a cargas laterales y en las figs. 2.1b y 2.1c los mecanismos de colapso de columna y viga respectivamente. El mostrado en la fig. 2.1b no se recomienda debido a que presenta deformaciones plásticas en las columnas de un solo piso, generando demandas de deformaciones locales que en general las columnas no pueden resistir [Park, 1995]. El mecanismo de viga, fig. 2.1c, es más recomendable al presentar pocas demandas de ductilidad de deformación; además, las ductilidades locales requeridas en los elementos son posibles de obtener. También toma mayor tiempo en su desarrollo y los daños que presenta la estructura, en ocasiones, pueden ser reparables y lo más importante es que el tipo de falla no es frágil. Por estas razones los reglamentos para diseño recomiendan para los marcos el comportamiento denominado "viga débil-columna fuerte", para que el mecanismo de columna no se desarrolle.



a) Marco, b) Mecanismo de columna, c) Mecanismo de viga
d) Muro en voladizo y mecanismo, e) Muro acoplado y mecanismo

Fig. 2.1. Mecanismos de colapso estático

Para el caso de muros en voladizo, fig. 2.1d, es necesario que la base del muro alcance a desarrollar una articulación plástica que posea la ductilidad deseada. En el caso de muros acoplados se debe lograr que se presenten las articulaciones en las vigas que unen los muros, fig. 2.1e, situación similar al presentado para marcos.

2.2.3. Conexiones trabe-columna coladas en sitio y en elementos prefabricados

En general las conexiones de concreto reforzado no son consideradas como parte fundamental en el diseño de una estructura, pues normalmente los diseñadores suponen que sus condiciones de diseño no son críticas, ya que con frecuencia tiene dimensiones mayores que los elementos que unen y en las que es fácil realizar algún tipo de anclaje. La adopción gradual del diseño por estados límites ha revelado la debilidad de esta suposición, convirtiendo en ocasiones a las uniones en eslabones débiles de una estructura.

En una conexión monolítica viga-columna construida en la forma tradicional (colada en sitio), la transmisión de fuerzas sísmicas, los agrietamientos característicos y las fuerzas internas que generan los elementos mecánicos se muestran en las figs. 2.2 y 2.3 [Park y Paulay, 1975]. Estas acciones deberían presentarse también en las conexiones de elementos prefabricados, pero en ocasiones no se logra este objetivo debido a que las trayectorias de carga se efectúan con un número mayor de elementos como son: barras de refuerzo, placas de acero, cordones de soldadura o dispositivos mecánicos que permiten la unión de las barras.

La respuesta sísmica de una conexión colada en sitio dependerá básicamente de las características del acero de refuerzo y del concreto; en particular, a anclaje, cuantía del acero y de la resistencia a compresión y confinamiento del concreto. En una conexión de elementos prefabricados, la respuesta dependerá esencialmente de los mecanismos que se dispongan para la unión como: soldadura, postensado, ménsulas o cualquier otro dispositivo.

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

Un criterio de diseño que se emplea en países como Japón y Nueva Zelanda es que la conexión cumpla los requisitos necesarios para un comportamiento satisfactorio de una conexión monolítica, como:

1. No modificar el comportamiento de los elementos que conecta.
2. Poseer una resistencia al menos igual, en lo posible mayor, a la condición más adversa de carga del elemento conectado.
3. La resistencia de la conexión no debe ser crítica en la respuesta de la estructura.
4. Facilidad en el diseño y construcción.

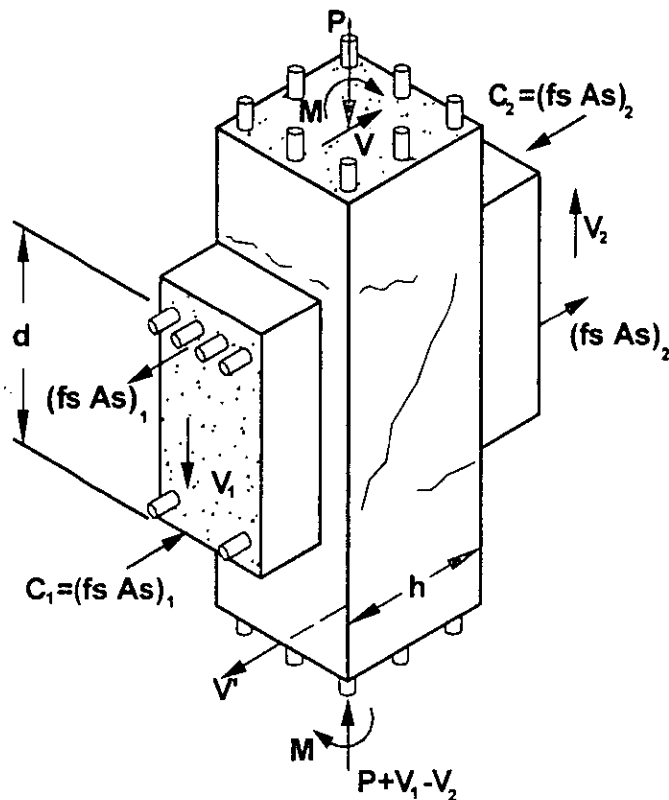
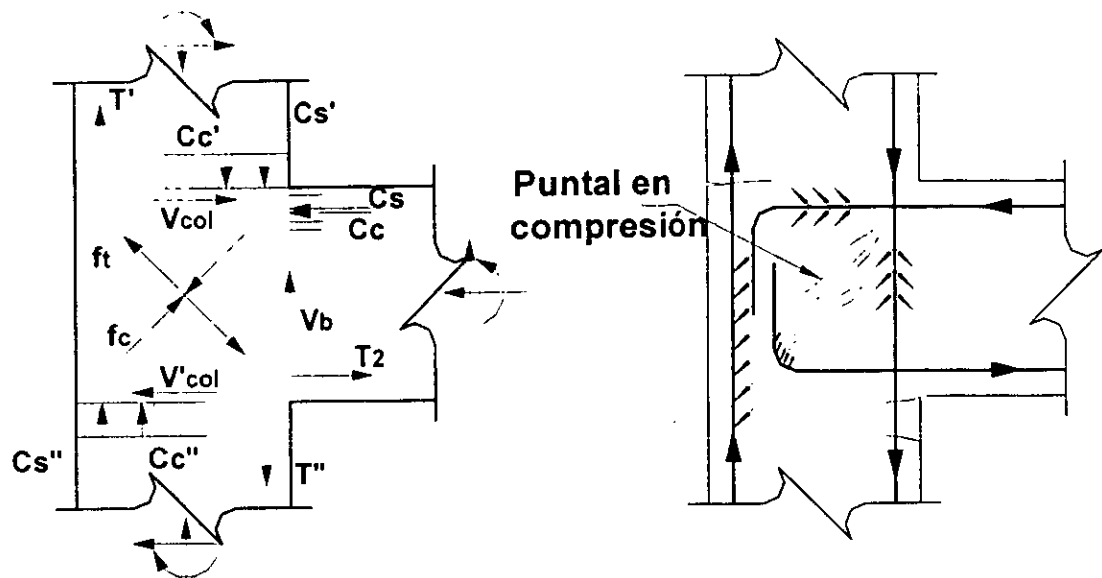
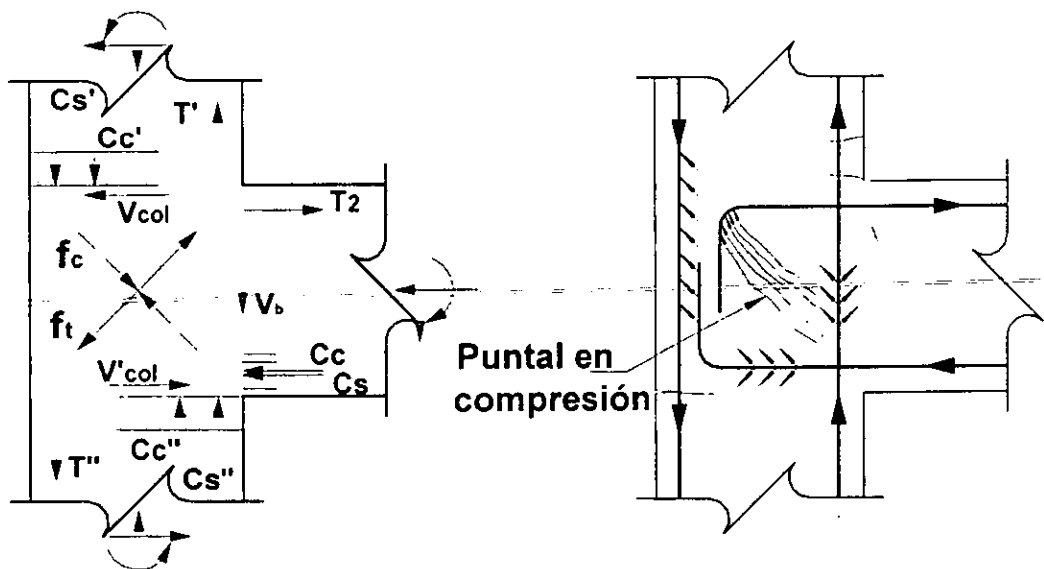


Fig. 2.2. Fuerzas actuando en una conexión plana viga columna [Park y Paulay, 1975]



a) Con momento positivo



b) Con momento negativo

Fig 2.3. Fuerzas actuando en una conexión exterior viga columna

2.3. Conexiones en elementos prefabricados de marcos de concreto reforzado

Un aspecto importante a considerar en el diseño de estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos es el de los criterios necesarios de análisis y diseño para conectar los

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

elementos. Esta labor se dificulta ya que la experiencia que se tiene del comportamiento en uniones de elementos prefabricados, tanto para sismos fuertes como en ensayos de laboratorio es reducida compara con el caso de uniones coladas en sitio. Por este motivo algunos reglamentos se limitan únicamente a especificar cargas de diseño para este tipo de estructuras generalmente mayores que para aquella estructura comparable monolítica. De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 1996 (RCDF96), es posible emplear un factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de cuatro para el caso de estructuras con marcos dúctiles colados en sitio. Para marcos de concreto prefabricado se especifica que este valor debe ser igual a dos. Sin embargo es factible modificarlo a tres si se demuestra a satisfacción del gobierno del Distrito Federal que el diseño y procedimiento de construcción de la edificación justifican este valor. Uno de los reglamentos de construcción de los Estados Unidos de América, el Uniform Building Code 1994 (UBC 1994), especificaba que es posible emplear estructuras construidas con sistemas prefabricados siempre que se demuestre que ésta tenga un comportamiento y resistencia igual o mayor que una estructura de concreto reforzado monolítica.

Las normas anteriores han motivado la necesidad de contar con requerimientos de diseño propios para estructuras prefabricadas en zonas catalogadas de riesgo sísmico alto. Por ejemplo en el actual reglamento Uniform Building Code 1997 (UBC97) se cuenta con la siguiente alternativa: 1) simular el comportamiento de las estructuras monolíticas, ó 2) usar las propiedades propias de los elementos prefabricados, conectados principalmente mediante conexiones "secas". Adicionalmente este reglamento proporciona requisitos específicos para el diseño sísmico y construcción de conexiones en marcos con elementos de concreto prefabricado. El criterio de diseño se basa en que las conexiones tengan un comportamiento semejante al que se obtendría en aquellas de concreto reforzado colado en sitio, lo cual se logra seleccionando zonas que se diseñan para que presenten acciones inelásticas durante un evento sísmico, cumpliendo con el concepto de viga débil-columna fuerte; para ello especifica las conexiones llamadas "dúctiles" y las "fuertes".

En Estados Unidos y en México, ha sido poco común el empleo de las conexiones "dúctiles". La principal característica de este tipo de conexiones es que emplean conectores mecánicos para empalmar el refuerzo como especifica el ACI 318-99, sección

21.2.6, la que define dos tipos de conectores, tipo 1 y tipo 2. El primero se puede ubicar sólo a una distancia a cara de columna o trabe, mayor de dos veces el peralte del elemento. Este tipo de conector debe desarrollar una capacidad resistente de al menos $1.25 \cdot f_y$. El llamado conector tipo 2 se puede ubicar en cualquier sección del elemento estructural ya que el ACI 318-99 especifica que este tipo de conector debe desarrollar la resistencia a tensión (f_{su}) especificada para la barra que se conecta. Además, la sección 21.2.7, para conexiones soldadas, especifica que no se debe emplear soldadura en una zona de longitud dos veces el peralte del miembro medido a cara de columna o trabe, por lo que en la práctica el ACI 318-99 prohíbe el uso de soldadura para conectar acero de refuerzo en las secciones críticas de elementos prefabricados de concreto. Esto indica que los actuales requisitos de diseño del ACI 318-99 para conectar elementos prefabricados son bastante más exigentes los del anterior reglamento ACI 318-95, así como más exigentes que los requisitos del actual reglamento RCDF96. De acuerdo con este reglamento, se puede soldar el acero de refuerzo en cualquier sección del elemento estructural, siendo la restricción más relevante de este procedimiento, la que especifica que en una misma sección transversal no debe unirse con soldadura más del 33 por ciento del refuerzo.

Posterior a la unión del refuerzo se realiza un colado de concreto o mortero para llenar la zona de empalme. Este tipo de conexión es capaz de tener incursiones cíclicas inelásticas, sin que su resistencia se vea afectada de manera considerable. Las llamadas conexiones "secas", son aquellas que no cumplen con los requisitos de las conexiones "dúctiles" y por lo general, la continuidad del acero de refuerzo se logra por medio de soldadura. En la fig.2.4 [Ghosh et al., 1997] se señalan diferentes zonas en los cuales es posible realizar las conexiones en marcos de concreto.

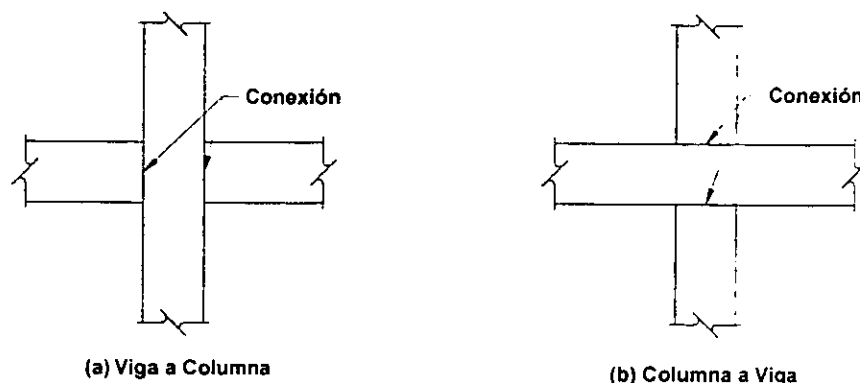


Fig. 2.4. Geometría de conexiones en elementos prefabricados [Ghosh et al., 1997]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

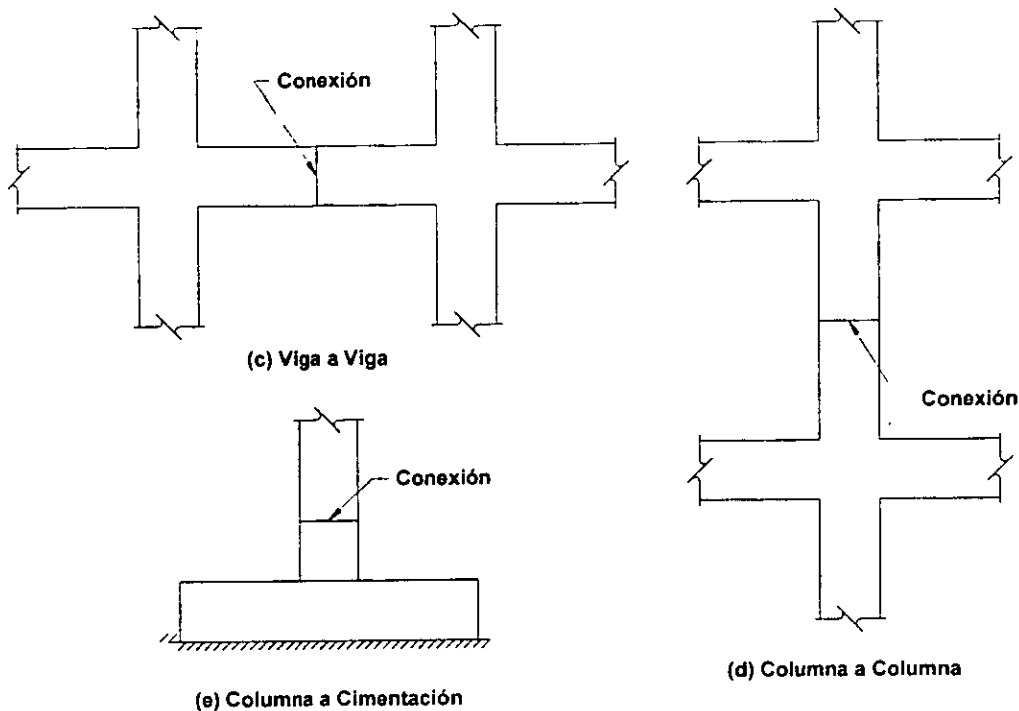


Fig. 2.4. Geometría de conexiones en elementos prefabricados [Ghosh et al., 1997]
(continuación)

Una conexión "fuerte", según el UBC97, es aquella que permanece todo el tiempo en el intervalo elástico para el sismo de diseño considerado. Esta condición de diseño se revisa verificando que la resistencia nominal en flexión y cortante de la conexión "fuerte" sea mayor que las componentes de resistencias probables en las zonas diseñadas para un comportamiento inelástico. Aún cuando la ubicación de las llamadas conexiones "fuertes" es elegida por el diseñador, el UBC97 sugiere que el centro de la zona diseñada para el comportamiento inelástico en flexión esté ubicado a una distancia de la conexión no menor que la mitad del peralte del elemento conectado. En la fig. 2.5 [Ghosh et al., 1997], se muestra la ubicación de conexiones "fuertes" y la posible zona inelástica para vigas, viga-columna y columna-cimentación.

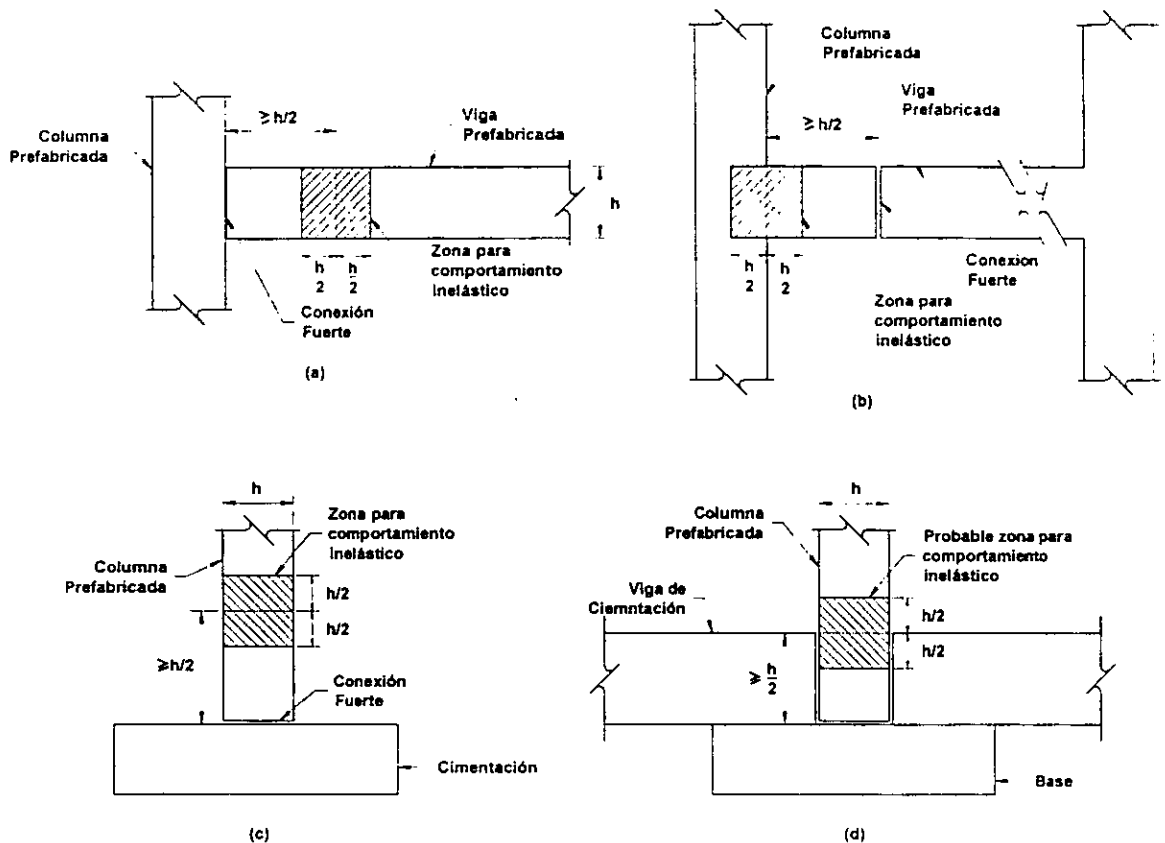


Fig. 2.5. Localización de regiones para comportamiento inelástico [Ghosh et al., 1997]

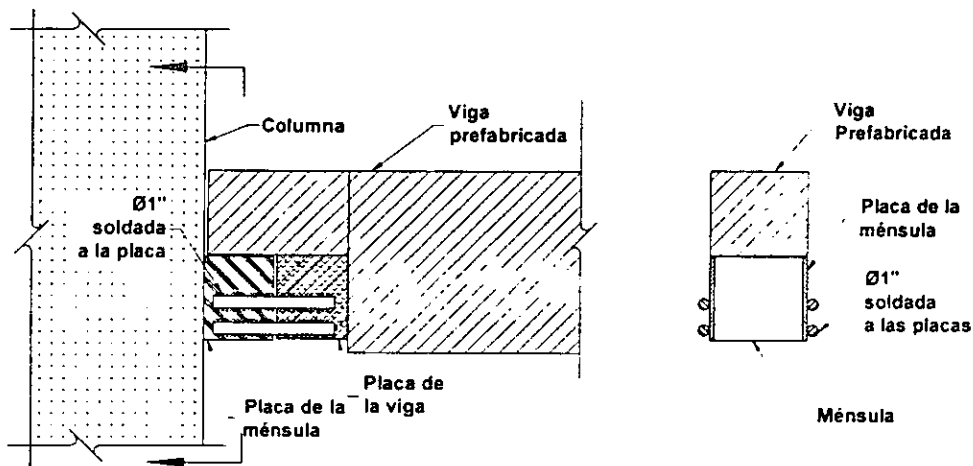
Una conexión "fuerte" viga-columna puede ser "seca" o tener las características descritas para las conexiones dúctiles. En los casos que la conexión se ubique fuera de la parte media del claro de la viga, se recomienda el empleo del segundo tipo de conexión, a menos que se compruebe que la conexión "seca" es adecuada mediante ensayos cíclicos en laboratorio [UBC97]. Además, los conectores mecánicos ubicados en la conexión "fuerte" deben desarrollar en tensión o compresión, al menos, 140% del esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo que se conecta [Ghosh et al., 1997, UBC97]. Los requisitos para una conexión "fuerte" columna-columna de acuerdo con el UBC97 son mucho más estrictos. Se especifica que la resistencia de ésta sea 1.4 veces mayor que la de la zona diseñada para comportamiento inelástico, además de cumplir con características especiales en el refuerzo transversal para proveerle un confinamiento adecuado.

Una práctica muy común para conseguir la continuidad esperada en las uniones de los marcos es a base de soldadura. En la fig. 2.6 [Zermeño, 1992] se muestra una conexión

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

empleada en México. Para construirla se dejan placas en los extremos de las vigas soldadas al refuerzo principal inferior y en ménsulas construidas en las columnas. Posteriormente se conectan las placas mediante barras soldadas y se realiza el colado de la parte superior de la viga y los bordes laterales de la conexión.

Ensayes experimentales efectuados a la conexión mencionada mostraron que para lograr un comportamiento sísmico aceptable es necesario lograr detalles excesivamente elaborados en el diseño, la construcción y la aplicación de la soldadura. Así como, contar con personal altamente calificado y condiciones muy específicas en el lugar de la obra. Esto se dificulta con frecuencia, lo que influye en obtener conexiones que presenten un mal comportamiento. [Zermeño, 1992]. A raíz del terremoto de Northridge de 1994, en California, ha surgido la preocupación sobre el empleo de soldadura en conexiones de elementos prefabricados de concreto, dado que en este evento se manifestaron fallas en algunas conexiones así como en marcos de acero estructural con conexiones soldadas [Bertero, 1994].



Detalle de conexión (no se muestra refuerzo)

Fig. 2.6. Detalle de unión viga columna [Zermeño, 1992].

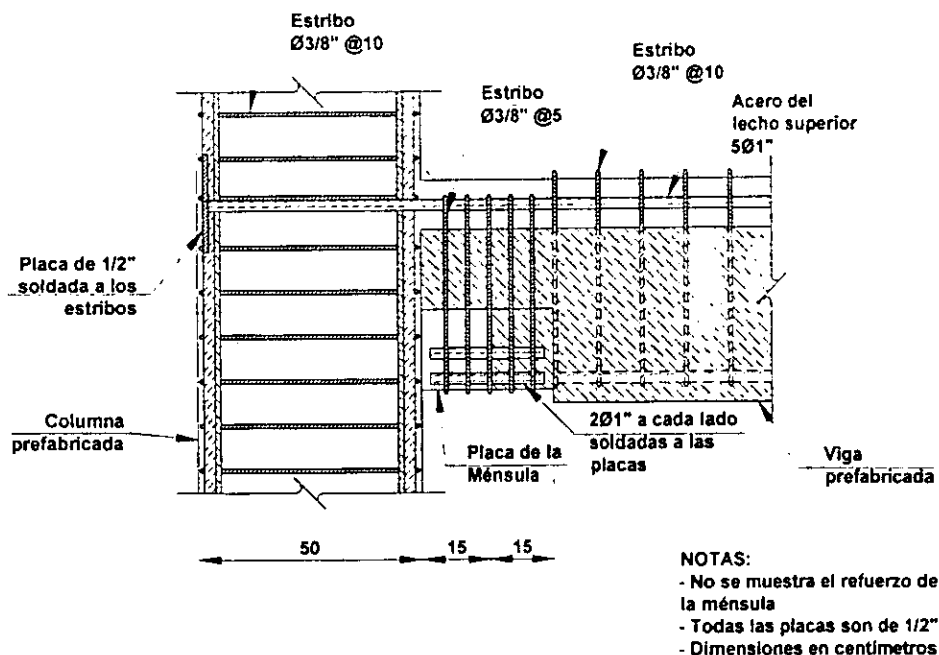


Fig. 2.6. Detalle de unión viga columna [Zermeño, 1992] (continuación)

En la fig. 2.7 [Park, 1995] se muestran algunas soluciones propuestas para unir elementos en estructuras prefabricadas de varios niveles, resistentes a acciones laterales. Estos arreglos emplean el concepto de columna fuerte-viga débil y, como se comentó anteriormente, el objetivo principal es simular el comportamiento de las estructuras monolíticas. En el sistema 1, fig. 2.7a, las vigas prefabricadas se colocan sobre las columnas previamente coladas en sitio, ubicando el refuerzo de las mismas según el avance de la construcción. La parte superior de la viga deja sin colarse para luego colocar el refuerzo longitudinal de esta parte, con lo cual se logra continuidad en este refuerzo. Posteriormente se realiza el colado de la parte superior de las vigas, así como el nudo y el firme del sistema de piso, y se continua con el colado de las columnas del siguiente nivel.

Este sistema reduce razonablemente la cantidad de cimbra comparada con una estructura colada en sitio. El principal problema con el detalle en la conexión son los requisitos de anclaje del refuerzo de la parte inferior de la viga. En la fig. 2.8 [Park, 1995] se muestran valores mínimos para esta longitud de anclaje, dando como resultado columnas demasiado robustas, convirtiendo la solución con marcos prefabricados de concreto en una alternativa antieconómica para la construcción de edificios. Otro posible problema es que la zona para comportamiento inelástico se presente a cara de columna, donde existe la junta entre el concreto prefabricado y el colado en sitio, situación no deseable.

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

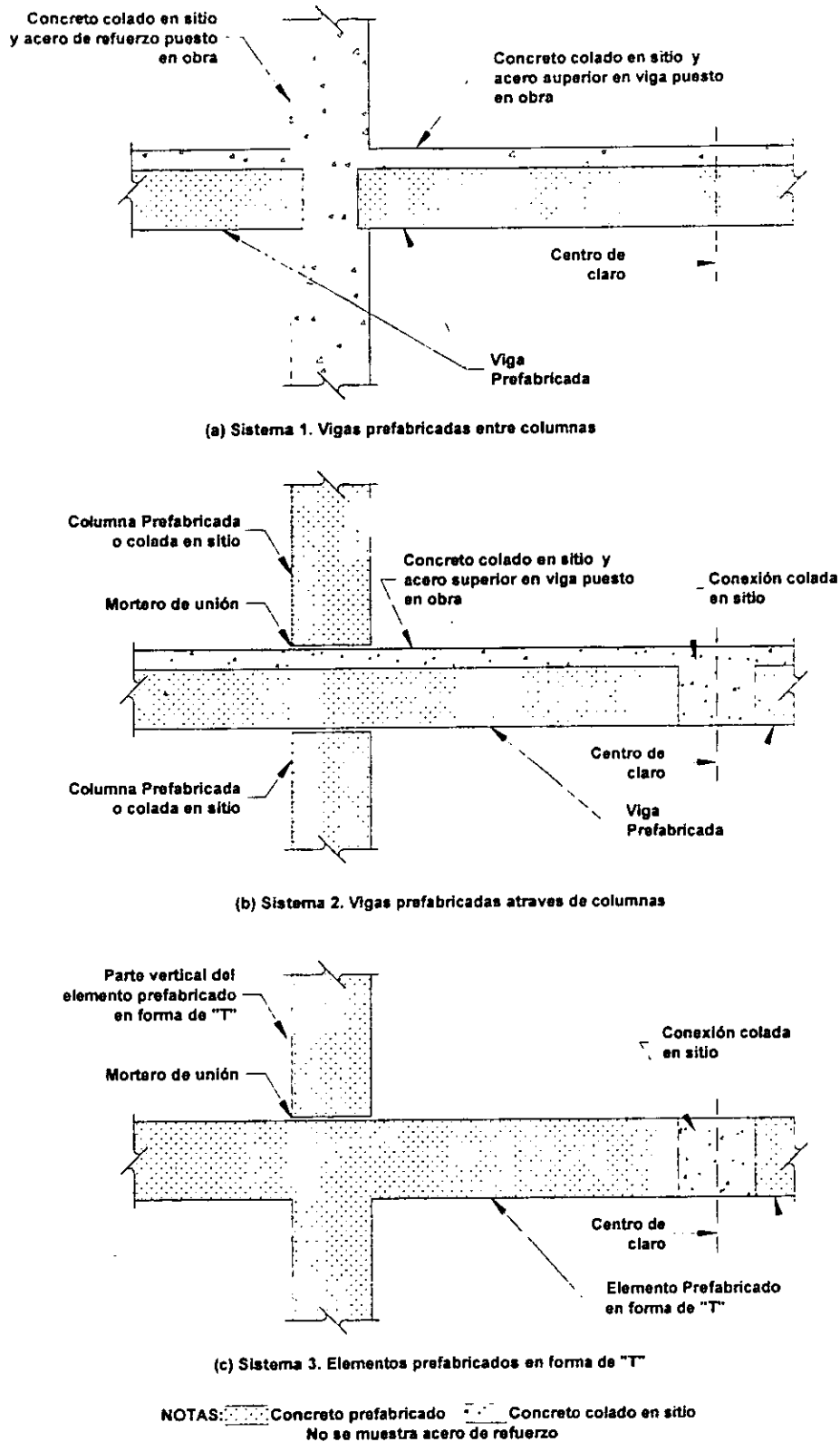


Fig. 2.7. Configuración para conexiones de elementos prefabricados y colados en sitio

[Park, 1995]

Se han propuesto algunas soluciones para evitar el inconveniente de columnas robustas que proporciona el detalle de la fig. 2.8. En la Fig. 2.9 [Restrepo et al., 1989] se muestran algunos detalles para el anclaje del refuerzo del lecho inferior para este tipo de conexión estudiados en ensayos experimentales en China y que han sido también empleadas en Rumania y Japón [Guidelines, 1991]. Los resultados para el espécimen estudiado con el detalle de la Fig. 2.9a, mostraron que llegó a la falla por pérdida de adherencia entre el concreto y el refuerzo, mientras que con el detalle de la Fig. 2.9b, el espécimen tuvo un nivel aceptable de ductilidad de desplazamiento [Restrepo et al., 1989].

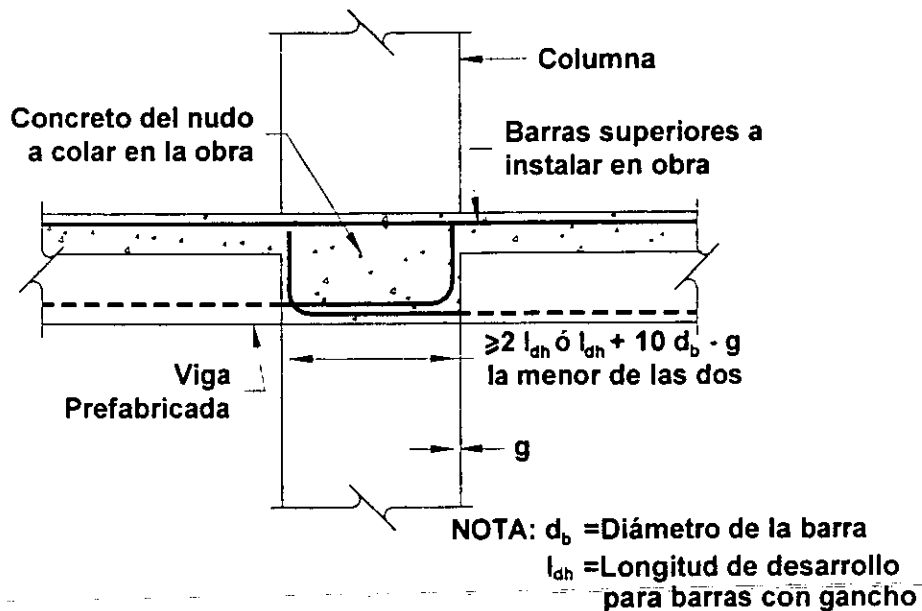


Fig. 2.8. Conexión viga-columna [Park, 1995]

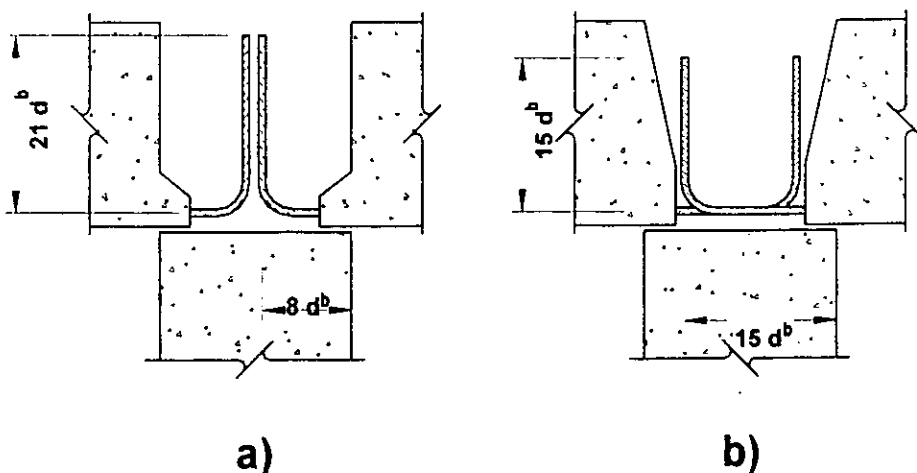


Fig. 2.9. Conexión viga-columna en China [Restrepo et al., 1989]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

Aunque los detalles mostrados en las conexiones de las figs. 2.8 y 2.9b pueden ser considerados como soluciones para conectar elementos prefabricados, existe un inconveniente del tipo constructivo, puesto que es común que los aceros del lecho inferior topen entre sí: lo que implica hacer dobleces adicionales al refuerzo en el lugar de trabajo, dificultando entonces el proceso constructivo.

En México se ha empleado [Carranza et al., 1996] una conexión con características semejantes a las mostradas en la Fig. 2.9a, con la diferencia que el refuerzo del lecho inferior se hace continuo por medio de estribos interiores; además, se colocan ganchos a través de ductos dejados en los extremos de las vigas con el fin de proporcionar confinamiento en los nudos como se muestra en la Fig. 2.10 [Carranza, 1997], detalles que corresponden a una obra construida en México. La conexión mencionada fue ensayada en laboratorio ante cargas laterales cíclicas reversibles [Alcocer et al, 2000; Pérez et al, 1998]. El comportamiento observado en la viga en la condición de momento positivo a cara de columna (refuerzo inferior en tensión) mostró que este refuerzo no alcanzó la fluencia. Además, se observó una grieta considerable (alrededor de 15mm) en la interfase trabe prefabricada-columna, lo que sugiere un efecto considerable de desplazamiento indeseable de esta trabe respecto a la columna. Así mismo, las mediciones de deformímetros eléctricos en los estribos interiores del caso estudiado mostraron que estos tampoco pueden desarrollar un comportamiento inelástico [Alcocer et al, 2000; Pérez et al, 1998].

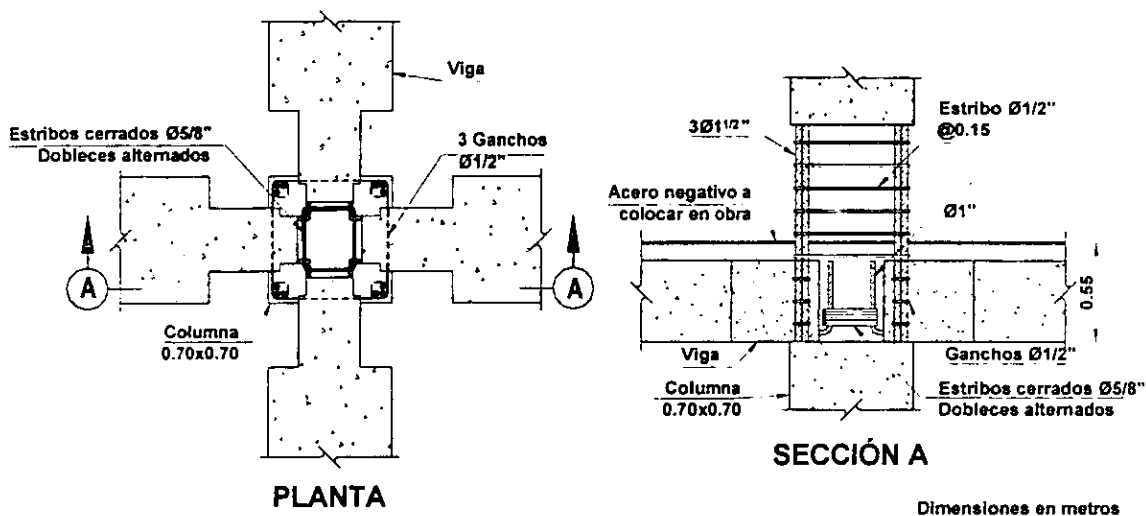


Fig. 2.10. Conexión viga-columna (Carranza, 1997)

Dependiendo del tamaño de columna, como se ha comentado para el caso de la Fig. 2.8, el comportamiento de la conexión mostrada en la Fig. 2.10 podría ser relevante para lograr un comportamiento sísmico adecuado en edificios a base de marcos. Sin embargo, en los casos en que se combinen marcos y muros (sistema dual), las conexiones presentadas pueden estar sometidas a demandas de deformación ante acciones laterales intensas mucho menores que las que ocurrirían en los sistemas estructurales a base de marcos.

El sistema 2, fig. 2.7b, lleva a un mayor empleo de elementos prefabricados permitiendo que las columnas puedan ser coladas en sitio y que las uniones entre vigas prefabricadas se localicen en los claros. Dependiendo también del ancho de viga, se dejan ductos embebidos para permitir el paso del refuerzo de columnas y posteriormente inyectarles mortero. En la fig. 2.11 [Guidelines, 1991] se ilustra un arreglo típico para conectar vigas prefabricadas a columnas prefabricadas. Las principales ventajas de este sistema son que las zonas de posibles articulaciones plásticas se alejan de las uniones entre vigas, y permite que los detalles complejos en los armados del refuerzo para marcos dúctiles se elaboren en las plantas prefabricadoras. De igual forma que el sistema 1, la parte superior de las vigas se realiza en obra al momento de colar el firme del piso, garantizando entonces la continuidad del refuerzo negativo. La principal desventaja que puede presentar es que requiere de una supervisión rigurosa, para lograr las tolerancias necesarias en el montaje.

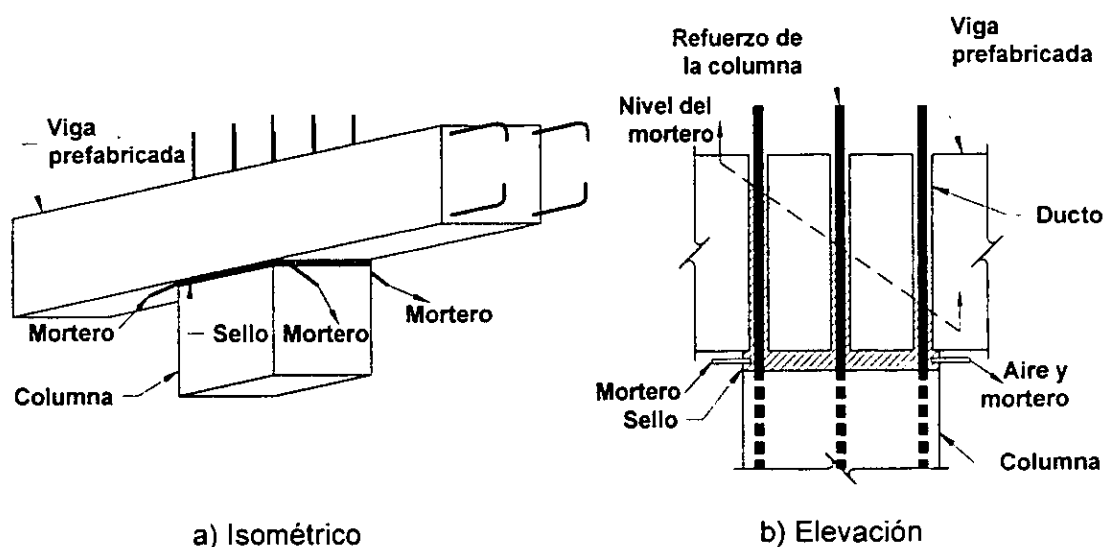


Fig. 2.11. Unión viga-columna con mortero [Guidelines, 1991]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

El sistema 3, fig. 2.7c emplea elementos prefabricados en forma de "T" unidos en puntos cercanos al centro de los claros y mediante ductos localizados en la parte superior de las columnas, los cuales son llenados con mortero para luego introducir las barras verticales de la parte inferior de las columnas empleando el detalle presentado en la fig. 2.11. Las ventajas de este sistema son las de emplear mayor prefabricación y eliminar en obra los detalles complejos en el armado del refuerzo. Las desventajas que presenta este sistema es que se obtienen piezas de gran peso y dimensión con lo cual el transporte e izaje son difíciles de realizar. Igual que el sistema anterior requiere de una supervisión rigurosa por la exigencia en las tolerancias requeridas al momento del ensamble.

2.4. Muros estructurales

2.4.1. Conceptos de diseño

La utilidad de muros estructurales de concreto en edificios de varios niveles es ampliamente reconocida desde hace varios años, debido principalmente al buen comportamiento presentado durante sismos y en ensayos de laboratorio que se han realizado. Cuando los muros estructurales se localizan apropiadamente son muy eficientes para resistir cargas laterales producidas tanto por viento como por sismo. Su inherente rigidez lleva a limitar los desplazamientos laterales, permitiendo que los daños en nudos y elementos no estructurales no son relevantes al disminuir las demandas de deformación y de fuerzas.

Se puede esperar que un muro de concreto se comporte, en esencia, de igual forma que una viga de concreto reforzado en voladizo, como se muestra en la fig. 2.12 [Park y Paulay, 1975]. Debido a la sección transversal estrecha, t , es posible que se presenten problemas de inestabilidad local en el borde a compresión, pero puede considerarse que las losas de entrepiso actúan como diafragmas horizontales y proporcionan apoyo lateral. El RCDF96 limita la altura del muro a considerarse en el pandeo, h' , con base en la relación h_w/l_w como sigue:

$h' = h_w$	Si $h_w/l_w \leq 0.35$
$h' = (1.3 - 0.85 \cdot h_w/l_w) \cdot h_w$	Si $0.35 < h_w/l_w < 0.80$
$h' = l_w/2$	Si $h_w/l_w \geq 0.80$

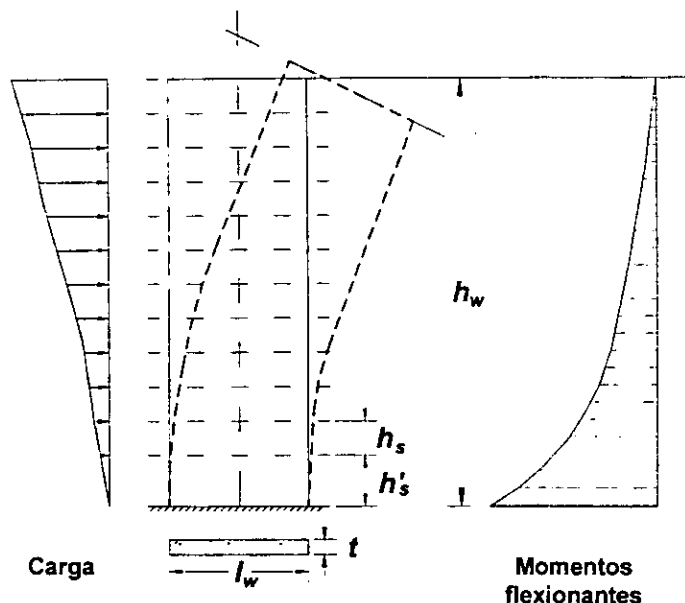


Fig. 2.12. Muro estructural en voladizo [Park y Paulay, 1975]

Cuando un muro actúa como un voladizo, estará sujeto a elementos mecánicos originados principalmente por cargas laterales y compresión axial provocada por las fuerzas de gravedad, en cuyo caso habrá que evaluar la resistencia de la sección según los criterios de interacción momento-fuerza axial, para lo cual se considerará todo el refuerzo vertical que posea la sección y se deberá cumplir con los requisitos del acero longitudinal y transversal especificados en los reglamentos para columnas.

Debido a la gran área de la sección transversal, la carga axial a compresión es mucho menor que la que provocaría una condición de falla balanceada [Park y Paulay, 1975]. Cuando se desee aumentar la ductilidad de un muro estructural en voladizo, se debe confinar el concreto en la zona a compresión.

Cuando las demandas por acciones laterales en los muros estructurales son bajas, la demanda de resistencia para el acero a flexión no es muy grande. En este caso es práctica común proporcionar aproximadamente 0.25% de cuantía de acero distribuido uniformemente en ambas direcciones. En dicha disposición no se emplea con eficiencia el acero cuando es solicitado a un momento máximo, debido a que muchas varillas tendrían un brazo de palanca interno relativamente pequeño, lo que reduce considerablemente la curvatura máxima y, por tanto, la ductilidad de curvatura [Park y Paulay, 1975]. Para que una sección de muro estructural sea eficiente cuando está sujeta a momentos

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

considerables, el refuerzo a flexión debe ubicarse en los extremos donde ocurre la tensión máxima. El RCDF96 especifica una distancia mínima a partir del borde del muro con base en las dimensiones del mismo; así, para $h_w/l_w < 1.2$ dicha dimensión es igual a $(0.25-0.1 h_w/l_w) \cdot l_w$, pero no mayor de $0.4 \cdot h_w$. Cuando la condición $h_w/l_w > 1.2$ la distancia es igual a $0.15 \cdot l_w$. El valor obtenido con las expresiones anteriores se requiere en ambos extremos para resistir las inversiones de momento, generadas por las cargas laterales y resistidas en gran parte por el "par de acero" interno. De esta forma se mejoran las propiedades de ductilidad en la estructura. El ACI318-99 igualmente especifica zonas en los bordes del muro pero su diseño y tamaño dependen del desplazamiento máximo del muro y debe ser la mayor de las siguientes distancias: $c/2$ y $c-0.1 \cdot l_w$. El parámetro c es la distancia desde el extremo en compresión al eje neutro especificado en este reglamento.

Es necesario suministrar suficiente refuerzo vertical en el alma del muro estructural para evitar una falla por deslizamiento, la cual con frecuencia produce daños severos durante los sismos, tanto en muros bajos que transmiten pequeñas cargas gravitacionales como en muros altos. Con base en lo anterior, las ecuaciones 2.1 y 2.2 [Park y Paulay, 1975] pretenden evaluar el esfuerzo cortante promedio que se transfiere a través de una junta horizontal, rugosa o con llaves que dificulten el deslizamiento, así como la cantidad de acero de refuerzo requerida para tal fin.

$$v_{ur} = \varphi \frac{0.80N + A_{vr} f_y}{0.8b \cdot l_w} \dots\dots\dots(2.1)$$

$$\frac{A_{vr}}{0.8b \cdot l_w} \geq \left(v_u - 0.85 \frac{N}{0.8b \cdot l_w} \right)^{0.94} f_y \geq 0.25\% \dots\dots\dots(2.2)$$

Donde: N = Fuerza axial en la sección. Positiva en compresión

A_{vr} = Acero total vertical

$0.8b \cdot l_w$ = Area transversal efectiva del muro

φ = Factor de reducción, 0.85

v_{ur} = Esfuerzo cortante nominal transmitido a través de la junta

v_u = Esfuerzo cortante a transmitir

En la fig. 2.13a [Park y Paulay al, 1996] se muestran un muro estructural en voladizo y un marco, los cuales están sometidos a la misma carga horizontal a determinada altura. El muro sufrirá distorsiones por flexión y toma una pendiente constante por arriba del nivel

de carga, con lo cual las secciones originalmente horizontales en cada piso se inclinan. Sin embargo, el marco experimentará un desplazamiento de traslación y tiende a hacerse vertical por arriba del nivel de carga. Si se desprecian los acortamientos en columnas, lo que es válido en edificios de moderada altura, los pisos permanecen horizontales.

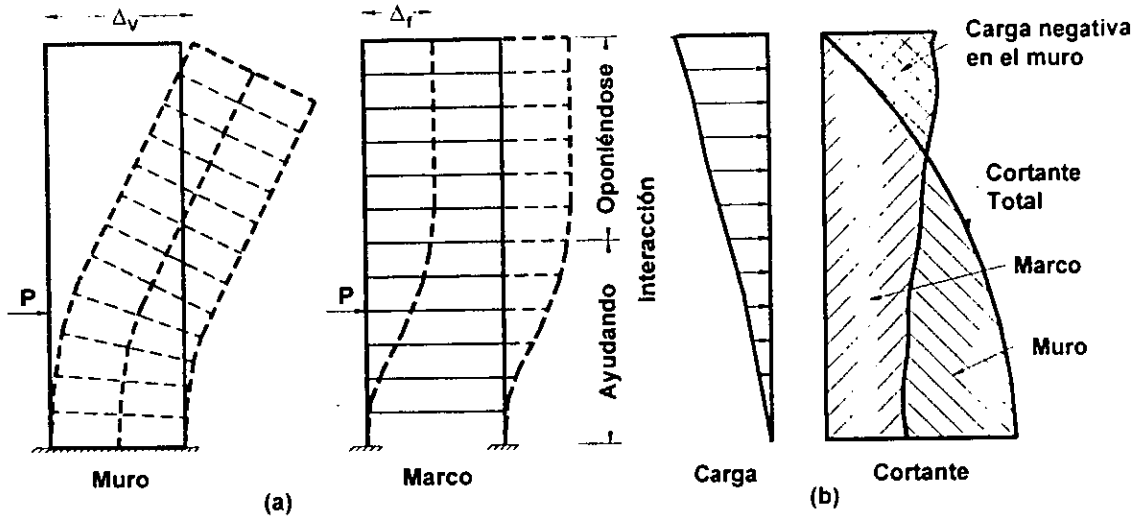


Fig. 2.13. Interacción de muros y marcos [Park y Paulay, 1975]

Cuando las dos estructuras se ligan ocurrirá que, debido a la compatibilidad de deformaciones, el marco rígido se opone al muro estructural en los entrepisos superiores. Sólo en los pisos inferiores las dos estructuras trabajan unidas para transmitir la carga externa. La fig. 2.13b muestra la distribución de la carga lateral que le correspondería a un muro relativamente alto y esbelto y a un marco, en términos de las fuerzas cortantes [Park y Paulay, 1975].

La principal ventaja del sistema dual, es que los muros son diseñados para que resistan la mayor parte de las fuerzas horizontales y los marcos sólo una pequeña porción de ésta. La cantidad que tomen dependerá entonces de la relación de rigideces entre muros y marcos. De esta manera, los marcos en dichas estructuras soportarán principalmente la carga gravitacional, por lo que pueden ser diseñados para una ductilidad local baja si se logra que los muros alcancen el nivel de deformación en el intervalo inelástico para el factor de ductilidad de desplazamiento requerido [Park, 1995]. En esta condición, en estructuras prefabricadas de concreto se disminuye de manera importante los inconvenientes al momento de diseñar una conexión entre los diferentes elementos

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

estructurales, ya que las conexiones no estarían sometidas a altas demandas de deformación.

Ensayes realizados en diferentes países han mostrado que un buen detallado en muros estructurales proporciona la resistencia y ductilidad requerida. Esta característica y una buena configuración en planta y elevación, un adecuado detallado para alcanzar la ductilidad esperada; probablemente formen el mejor sistema estructural de concreto reforzado para resistir cargas laterales. En el caso de muros acoplados, las vigas pueden ser diseñadas para disipar la mayor cantidad de energía histerética y así limitar el daño estructural en los elementos que transmiten la carga gravitacional [Guidelines, 1991].

Los muros prefabricados pueden clasificarse en dos categorías: muros monolíticos y de paneles; la distinción entre ellos se basa principalmente en el modo de conectar las diferentes piezas que conforman el muro estructural. Para la primer clasificación, las conexiones se diseñan como "fuertes". Así su límite elástico no se excede para satisfacer la demanda de ductilidad del edificio. Para la segunda categoría las conexiones se diseñan como "dúctiles", es decir donde se espera disipación de energía. La selección o combinación entre ellos dependerá de las características de la construcción y de factores como los principios de diseño por capacidad. Para edificios de poca altura, se acostumbra realizar el colado de los muros en forma horizontal y dejarlos así hasta que adquieren un mínimo de resistencia, para luego levantar y dejarlos en su posición final. Posteriormente se unen al resto de la estructura mediante soldadura o refuerzo que se ha dejado previsto para tal fin [Guidelines, 1991].

2.4.2. Sistema de muro monolítico

Este sistema no es empleado en México, y se caracteriza porque los elementos prefabricados se unen con conexiones de concreto reforzado que poseen rigidez, resistencia y ductilidad comparable con una estructura colada en sitio. Con base en ensayos de laboratorio y observaciones realizadas después de eventos sísmicos, se ha reconocido que el buen comportamiento de los muros colados en sitio radica en el detallado del refuerzo. Para el caso de muros prefabricados, si los diseños de las conexiones entre paneles se realizan con el detallado suficiente para que posean las

características antes mencionadas, es de esperar que el muro terminado presente un comportamiento semejante al de uno colado en sitio. En ausencia de especificaciones para el diseño de muros prefabricados, los diseñadores emplean aquellas dadas por los reglamentos para muros colados en sitio, concentrando la atención en el diseño y procedimiento constructivo de las conexiones.

Generalmente los muros de gran longitud se construyen dividiéndolos en diferentes paneles y dejando separaciones verticales donde se realiza el traslape del refuerzo horizontal y posteriormente se realiza el colado de la unión. La cantidad y distribución del refuerzo horizontal se establece mediante los principios de diseño por capacidad y de los requerimientos del reglamento empleado. El tamaño de las juntas verticales se determina por la longitud de traslape del refuerzo horizontal que especifiquen los reglamentos. Algunas configuraciones típicas para este tipo de juntas se muestran en la fig. 2.14 [Guidelines, 1991].

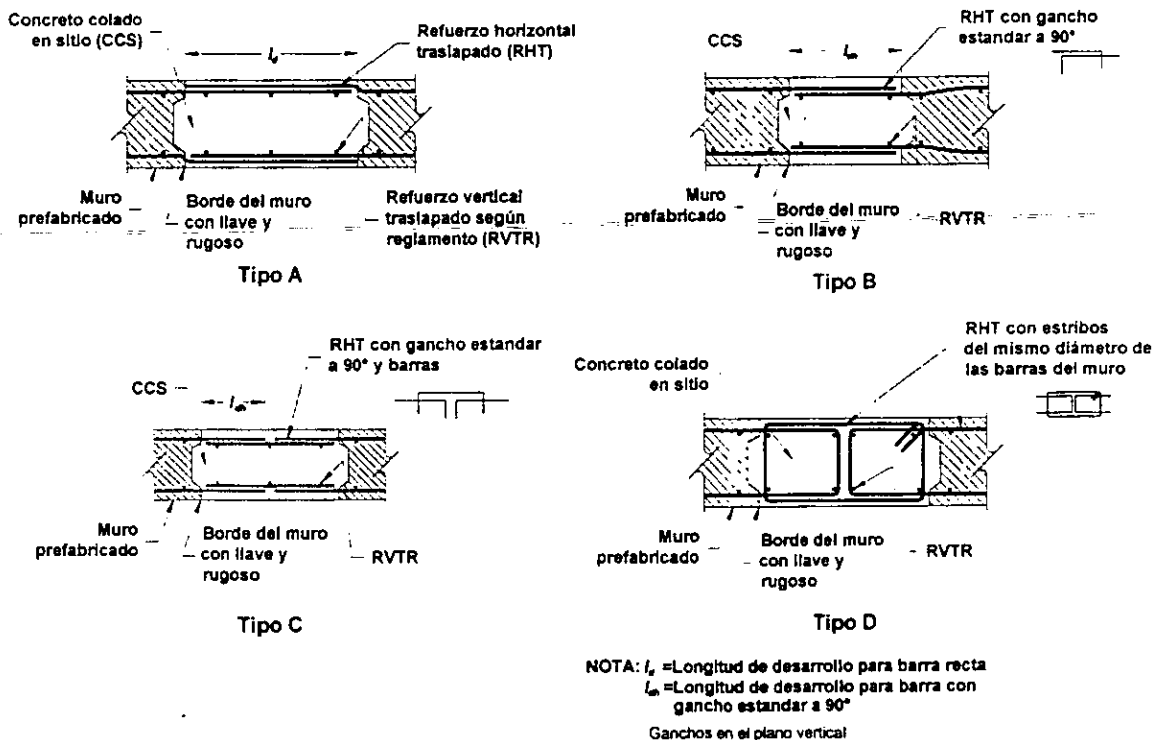


Fig. 2.14. Configuraciones en planta para conexión vertical en muros prefabricados

[Guidelines, 1991]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

El refuerzo vertical en los muros prefabricados generalmente se traslapa en juntas horizontales. Para tal fin pueden emplearse conexiones mecánicas o mediante el traslape de las barras en ductos dejados en los extremos de los muros, los que posteriormente se llenan con mortero expansivo. La junta horizontal entre paneles debe estar rugosa o presentar llaves con lo cual se provea de una superficie apropiada que impida el deslizamiento por corte. De igual forma que para las juntas verticales, la cantidad de refuerzo y distribución del mismo en juntas horizontales, dependerá de un diseño razonable, como los criterios mencionados anteriormente y de las disposiciones para el traslape de refuerzo que se especifican en los reglamentos. En la fig. 2.15 [Guidelines, 1991] se muestra un detalle típico de conexión horizontal para muros prefabricados empleado en Nueva Zelanda.

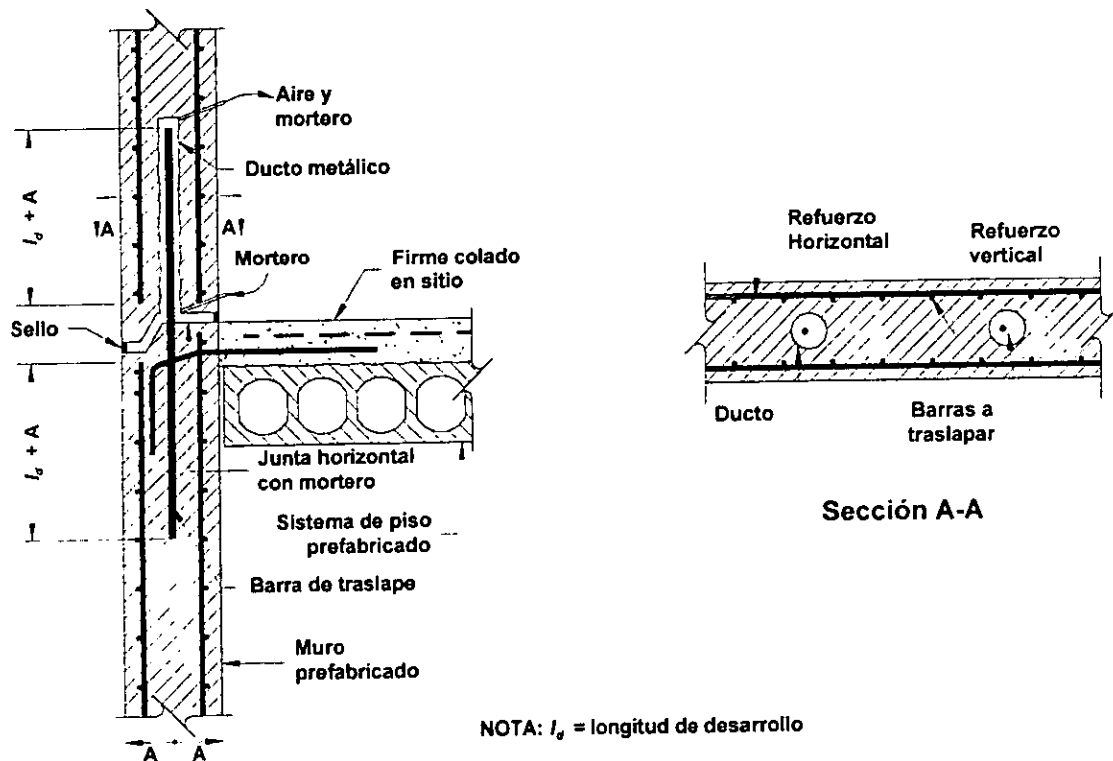


Fig. 2.15. Conexión horizontal para muro prefabricado [Guidelines, 1991]

2.4.3. Sistema de edificios con paneles

Para este sistema se tiene que la conexión entre componentes prefabricadas influye en el comportamiento de la estructura, presentando reducción de rigidez, resistencia y

ductilidad entre las uniones. Este sistema generalmente emplea conexiones "secas" que cuentan con una limitada ductilidad y bajo grado de redundancia, características propias de este tipo de conexión. Lo anterior implica que no se deben emplear métodos simplificados de análisis donde se apliquen los procedimientos de redistribución de carga o de diseño por resistencia. Adicionalmente, los cambios de rigidez que presenten las conexiones "secas" en un sismo severo, son fuente de incertidumbre en cualquier tipo de análisis que se efectúe para el estudio del comportamiento sísmico de este tipo de edificios.

Las principales características de este sistema son:

- Están asociados a edificios de mediana altura y en construcciones residenciales. Su empleo ha sido por ejemplo muy frecuente en los países que anteriormente pertenecían a la Unión Soviética
- Los claros son menores de 6 metros
- Los pisos, inclusive el firme de acabado superior, son prefabricados
- Las juntas verticales son coladas en sitio con traslapes no especificados en reglamentos y con cantidades de refuerzo horizontal mínimo
- Las juntas horizontales, generalmente "secas" también, se realizan cerca de los niveles de piso mediante soldadura, en la mayor parte del perímetro del edificio
- En la base de los paneles se realizan "llaves" para evitar el deslizamiento
- El diseño por flexión y corte en los paneles generalmente son bajos, debido a que son varios muros de adecuada longitud resistiendo la carga lateral en su plano principal

2.5. Diafragmas

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas y con elementos denominados "diafragmas" que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los marcos y muros estructurales como se observa en la fig. 2.16. Con lo anterior se logra tener una estructura estable y trayectorias para las cargas laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplen con la función de diafragma, además de transmitir la carga gravitacional. Dependiendo de la forma en la

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

cual distribuyen la fuerza lateral se dividen en diafragmas "rígidos" y diafragmas "flexibles".

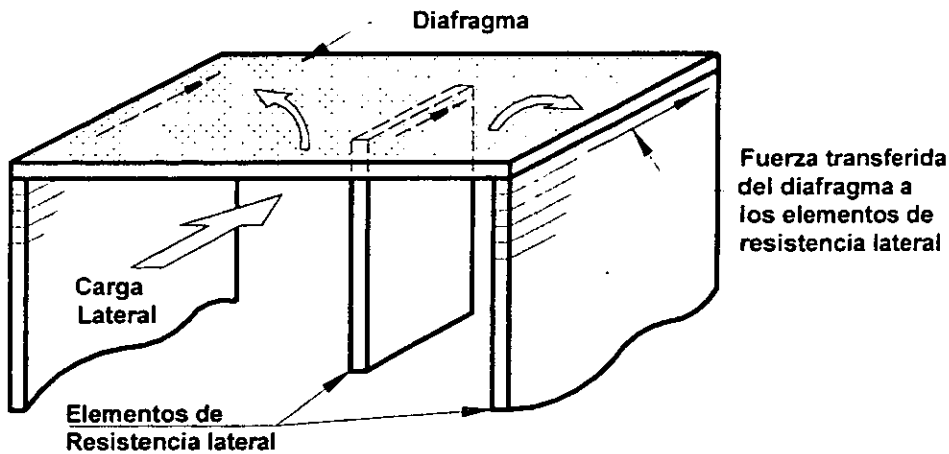


Fig. 2.16. Transferencia de carga en los diafragmas.

2.5.1. Diafragma rígido

Como su nombre lo indica son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y además se considera que la deformación producida por dichas cargas en todos los puntos es la misma. Esencialmente actúa como una placa de piso sujeta a fuerzas de flexión y de corte transmitidas a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

2.5.2. Diafragma flexible

Son aquellos que sufren deformaciones y rotaciones diferentes en cada punto de su plano. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, en donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del mismo diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación largo/ancho de la planta es mayor que dos, en sistemas de pisos con relación aberturas/área en planta superior a 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

2.5.3. Diafragmas prefabricados

Elementos estructurales como vigas, columnas, muros y conexiones han sido objetos de muchas investigaciones y ensayos de laboratorio, por lo cual es factible predecir su comportamiento y realizar un diseño satisfactorio. Esta situación no ocurre de igual forma con los diafragmas de piso, donde la investigación ha sido escasa. En los diafragmas prefabricados es más complejo determinar un comportamiento específico, debido a que presentan diversidad de puntos donde se deben revisar los esfuerzos y mecanismos de transferencia de carga, los cuales varían de acuerdo con los elementos empleados para su construcción como son: vigas TT, losas extruidas, viguetas, entre otros. En la fig. 2.17 [Elliot et al., 1992] se muestran las fuerzas que actúan en estos sistemas de piso y la transferencia de carga que presentan algunos puntos importantes. La carencia de suficiente información y el papel importante que cumplen los diafragmas para la resistencia de cargas laterales hace que se tomen criterios demasiado conservadores al momento de diseñar y construirlos [Drysdale et al., 1994].

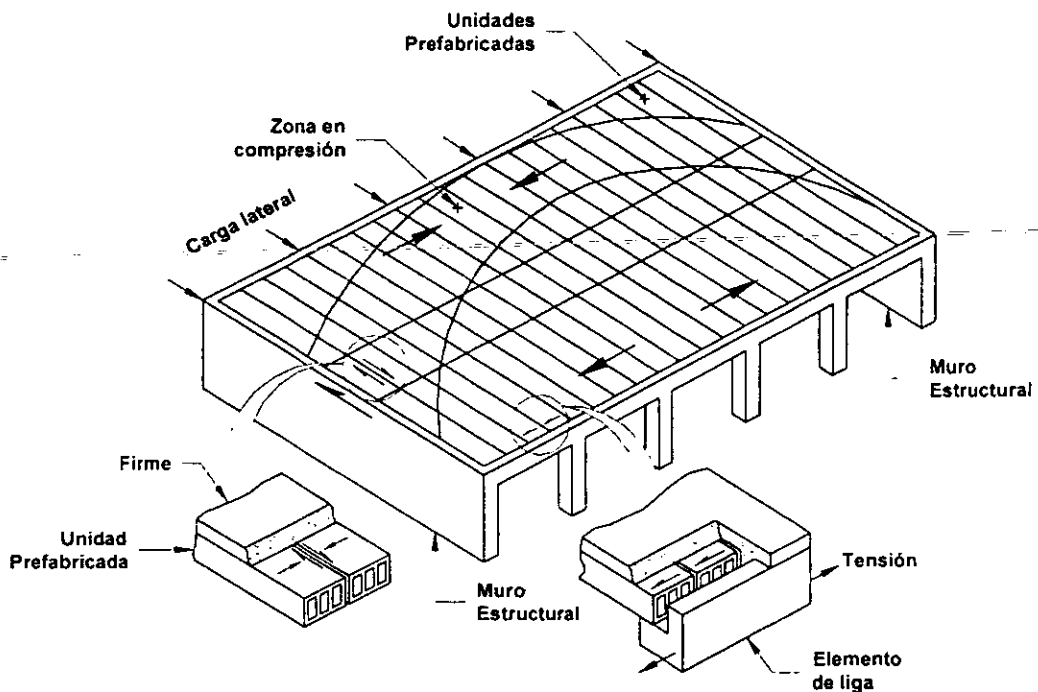


Fig 2.17 Sistema de piso prefabricado [Elliot et al., 1992]

Las consideraciones básicas que se deben tener en cuenta al diseñar un diafragma son: determinar las cargas que se presentarán, los criterios de diseño por capacidad y los

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

estados límites de servicio y resistencia. En los diafragmas actúan cargas del tipo "local" que son producidas por las fuerzas inerciales que están asociadas con la masa soportada por el diafragma y la aceleración del piso en consideración. También actúan cargas "transferidas" que son aquéllas que aparecen donde el diafragma adicionalmente transmite fuerza cortante a los elementos de resistencia lateral. Un ejemplo de este último caso es la transmisión de carga que hace una torre al nivel del pedestal. Estas fuerzas están generalmente asociadas con una irregularidad vertical como se aprecia en la fig. 2.18 [Drysdale et al., 1994].

Una consideración adicional es que en estructuras dúctiles se requiere que los diafragmas resistan las fuerzas máximas y las inducidas por la formación de articulaciones plásticas en vigas cuando se desarrolla el mecanismo de colapso. Este requerimiento es difícil de satisfacer dado que el diafragma disminuye la resistencia a flexión y a corte debido al agrietamiento causado por el fenómeno de elongación en vigas y al generado por las cargas gravitacionales, viéndose comprometida entonces la estabilidad de la estructura en el caso de un sismo severo.

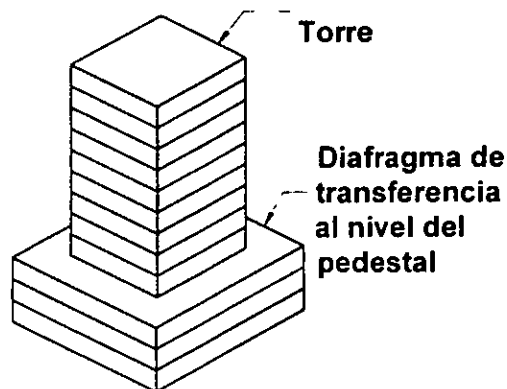


Fig. 2.18. Diafragma de transferencia [Drysdale et al., 1994]

Todos los criterios empleados para el diseño de una estructura deben lograr que ésta sea resistente para el sismo de diseño y que situaciones particulares como incendios localizados, trabajos mal realizados, impactos por vehículos, deterioro por químicos agresivos al concreto no causen la falla de un elemento y de esta forma el colapso total de la estructura o un colapso progresivo de la misma. Los diafragmas representan una parte importante de una estructura debido al papel de ligar y hacer que la misma trabaje en conjunto, si estas funciones se presentan en forma adecuada, es posible restringir el

daño y disminuir la probabilidad de colapso en una edificación [Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994].

2.5.4. Diseño de diafragmas

Un criterio simplista para el diseño de sistemas de piso prefabricados, es suponer que las fuerzas sísmicas son transferidas a la estructura principal básicamente por una capa superior o firme de concreto que es colado sobre las unidades prefabricadas, aunque en ocasiones debido a la rugosidad de dichas unidades, es posible que se forme un sistema compuesto con lo cual se da un margen de seguridad en el diafragma. En países como México, Nueva Zelanda o Estados Unidos, los reglamentos especifican un intervalo mínimo para el firme de 5 a 7 centímetros. Por ejemplo, el RCDF96 da criterios bastante generales para revisar el comportamiento de estos sistemas y especifica que "puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabricados a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúen en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro es mayor de 6.0 m. En ningún caso será menor que 3.0 cm".

Para el análisis estructural de edificios es común suponer que el diafragma tiene un comportamiento rígido. De esta manera, el análisis se simplifica en forma considerable y las propiedades de rigidez y dinámicas son consideradas constantes. Para el caso de un diafragma flexible no ocurre lo mismo y las propiedades mencionadas varían según sea la flexibilidad en el mismo. Tal condición de flexibilidad debe ser considerada en situaciones donde se espera que las deformaciones en el diafragma causadas por la superestructura son grandes, por ejemplo en los de transferencia, fig. 2.18 o en donde se desee evaluar la respuesta elástica de la estructura para los eventos de servicio [Drysdale et al., 1994]. Una guía para determinar cuándo un diafragma es flexible se encuentra en el reglamento Uniform Building Code 1991 y lo define como aquel donde "la máxima deformación lateral del diafragma es más de dos veces la distorsión lateral del piso correspondiente", ver fig. 2.19.

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

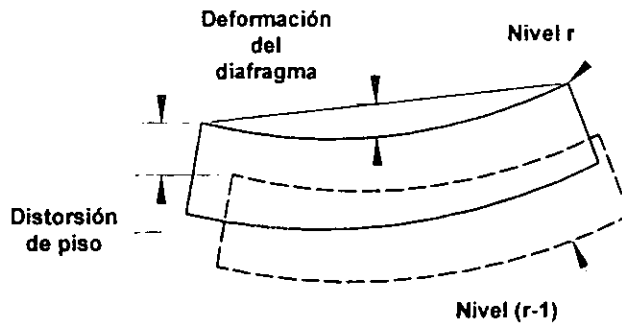
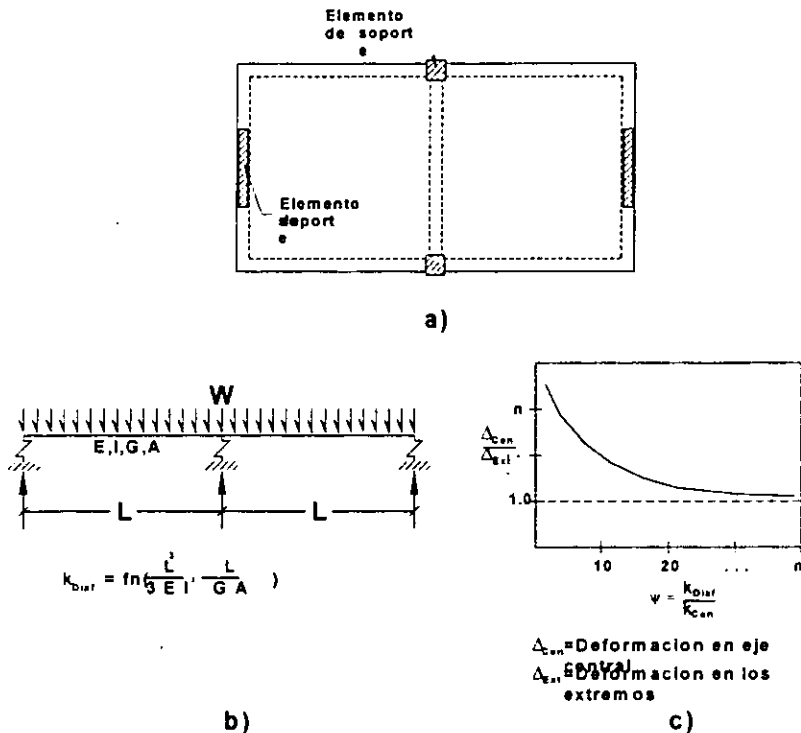


Fig. 2.19. Deformaciones en un diafragma de piso.

Algunos modelos empleados para determinar la flexibilidad de un diafragma, se basan en considerarlo como una viga de gran peralte con las propiedades de corte y flexión, apoyada en elementos que poseen una flexibilidad también. La fig. 2.20b [Graf, 1996] muestra el modelo para un diafragma uniforme con dos claros, la fig. 2.20c es una curva típica de rigidez - relación de desplazamientos. Para obtener los puntos de la curva es necesario conocer la rigidez de los elementos de soporte y especificar un valor límite de deformación del diafragma. Posteriormente para diferentes valores del ancho del diafragma se calculan los desplazamientos y la rigidez del mismo.



a) Planta, b) Modelo del diafragma, c) Curva de Rigidez vs. Desplazamiento

Fig. 2.20. Modelo para diafragma flexible

La teoría del puntal y tirante [Schlaich et al., 1987] es una herramienta sencilla para el diseño que permite conocer el comportamiento del concreto y el flujo de las cargas mediante una distribución de fuerzas internas que satisfacen las condiciones de borde y equilibrio. Esto se logra modelando la estructura como una armadura con elementos de concreto en compresión, "puntales" y de acero en tensión, "tirantes". Algunas reglas generales para emplear el método son: definir nudos en los puntos de aplicación de las cargas y en las discontinuidades, posteriormente unirlos mediante los elementos, "puntales" y "tirantes" y resolver el sistema con algunos procedimientos de estática para satisfacer el equilibrio. En la fig. 2.21 [Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994] se muestra una aplicación gráfica del método donde se aprecian fuerzas de tensión y de compresión en el diafragma. También se muestran los puntos que presentan grandes esfuerzos, como esquinas, apoyos y otros donde el diafragma requiere ser reforzado apropiadamente para que resista las acciones que le son impuestas debidas a las cargas laterales. El apéndice A presenta la aplicación del modelo del "puntal y tirante" para determinar la resistencia del sistema de piso empleado en el espécimen ensayado y el cual se describe posteriormente.

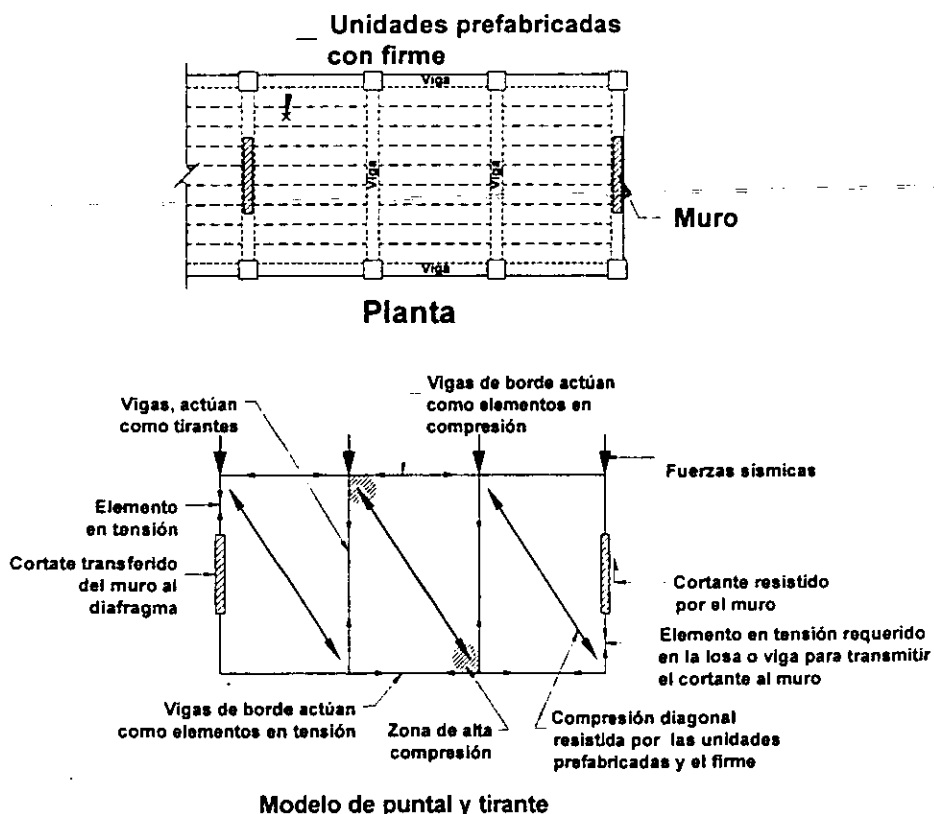


Fig. 2.21. Fuerzas en un diafragma con base en el modelo del puntal y el tirante [Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

2.6. Cimentaciones

Una forma empleada para fijar la estructura al nivel de apoyo es dejar expuesto el refuerzo de las columnas e introducirlo en ductos con mortero ubicados en las losas de cimentación. Otra forma es por medio de "candeleros", que son elementos en la cimentación con un orificio en el cual se introduce la columna y posteriormente se cuela la junta alrededor de la columna con mortero expansivo, y así lograr la continuidad entre los dos elementos. De estos métodos, el procedimiento de candeleros es quizás el más simple de realizar. Se debe mencionar que es un procedimiento acostumbrado desde hace mucho tiempo para fijar columnas de madera.

Igual que para otros puntos de las estructuras prefabricadas, no existe un reglamento para el diseño y construcción de las cimentaciones. En Japón y Alemania se presentan ayudas, algo conservadoras, para el diseño de "candeleros", donde se tienen en cuenta las condiciones entre las superficies de la columna y el interior del orificio. En la literatura [Osanai et al., 1996] se presenta un procedimiento para el cálculo de las fuerzas resultantes en las porciones de concreto involucradas.

En la fig. 2.22a se muestra de manera esquemática una cimentación que emplea candeleros y la fig. 2.22b [Osanai et al., 1996] las fuerzas involucradas en el modelo debidas a los elementos mecánicos en la base de la columna como la fuerza axial P , la fuerza cortante V , así como las fuerzas normales entre las caras de la columna y las paredes del candelero C , C_{22} y R y por último las fuerzas de fricción debidas a las fuerzas normales $F_1 = \mu_1 \cdot C$, $F_2 = \mu_2 \cdot C_{22}$, $F_3 = \mu_3 \cdot R$, donde μ_i es un coeficiente de fricción el cual toma el valor de uno cuando la distancia embebida en el candelero, D_e , es igual a $1.5 \cdot D$. Para D_e menores, μ_i es igual a 0.5.

El apéndice B muestra la aplicación del modelo para el cálculo y diseño de los candeleros empleados en el espécimen que se describe en este trabajo, donde se encuentra el valor de la fuerza C , con la ecuación 2.3 y posteriormente el área de acero que se requerirá en las paredes del candelero. Esta ecuación toma en cuenta las siguientes suposiciones: las fuerzas de tensión son absorbidas únicamente por el refuerzo de la cimentación, la aportada por el concreto es ignorada y la fuerza axial de la columna actúa en la base de ésta.

$$C = \frac{1}{D_e - Y_1 - L_3 + \mu_1 \cdot D} \left\{ V \cdot h + (D_e - L_3) \cdot V + e_c \cdot [(\mu_1 - \alpha) \cdot D - Y_1] \cdot \frac{P}{\alpha} \right\} \dots (2.3)$$

Donde: $e_c = \frac{D}{2} - x_R$, $\alpha = \frac{h}{D}$, $\mu_1 =$ Coeficiente de fricción

$x_R =$ Localización de la componente en compresión en la columna

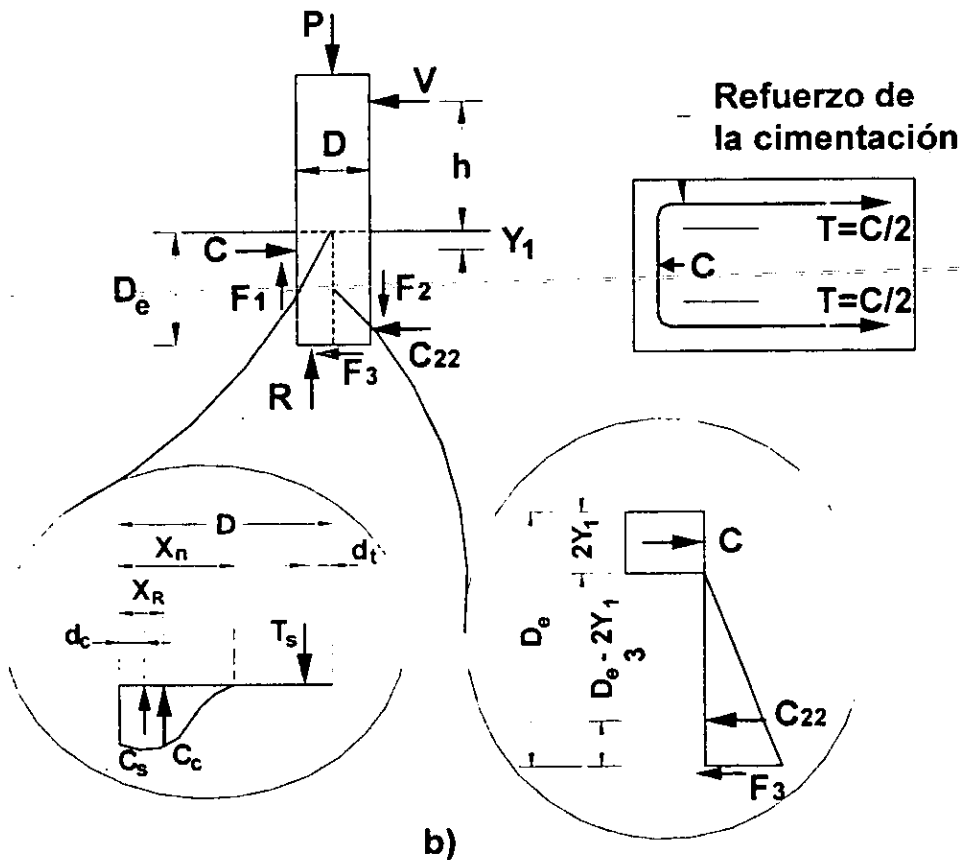
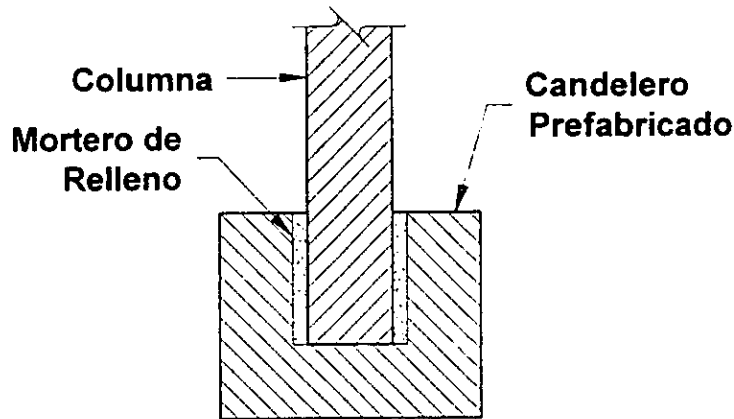


Fig. 2.22. Fundación a base de candeleros [Osanaí et al., 1996]

2. Criterios para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto

2.7. Comportamiento sísmico observado en estructuras prefabricadas

En México, Estados Unidos de América y en diferentes países ha sido frecuente que las conexiones entre elementos prefabricados, ubicados en las zonas críticas de las estructuras, se realice con soldadura. El empleo de ésta como medio de unión entre las diferentes componentes en la industria de la construcción ha sido puesto en duda, debido al comportamiento observado en conexiones de elementos estructurales de acero en el terremoto de Northridge, California, en enero de 1994. Después de este evento sísmico se han observado numerosos casos de fracturas de soldadura, con evidencias que este tipo de falla, en algunos casos, podría haber ocurrido incluso en sismos anteriores [Bertero et al., 1994].

Otro aspecto observado a raíz de este sismo fue un comportamiento diferente al de diafragma rígido en los sistemas de piso de algunas estructuras, principalmente estacionamientos. La característica común entre ellos es que empleaban un sistema prefabricado para soportar las cargas gravitacionales, con muros colados en sitio para resistir las cargas laterales y un firme colado sobre el piso prefabricado que actuaba como unión entre los muros. Los daños ocurridos en estas estructuras fueron causados por falla en los elementos que soportaban la carga gravitacional, debido a la flexibilidad en el diafragma que permitió grandes desplazamientos en regiones alejadas de los muros. De las observaciones realizadas, así como en estudios posteriores, se determinó que la rigidez en la zona de unión piso-muro fue demasiado pequeña, por lo que no permitió una adecuada transferencia de carga y que el diafragma presentó un comportamiento inelástico que no fue considerado en el diseño [Fleischman et al., 1998].

3. DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN Y DE LOS ENSAYES

3.1 Descripción del espécimen

La estructura prototipo que se estudió en esta investigación representa a un edificio de dos niveles destinado a estacionamientos. El diseño de esta estructura se realizó de acuerdo con los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993, RCDF93. Se consideró que la estructura se encontraría ubicada en la zona de más alto riesgo sísmico en la Ciudad de México; por lo que se empleó un coeficiente sísmico, c , sin reducir por ductilidad, igual a 0.4 y un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 2. Este último valor es el especificado para el caso de estructuras prefabricadas. La carga viva para el diseño fue de 100 kg/cm^2 para la combinación de carga que considere el sismo y de 250 kg/cm^2 cuando actúa sólo la carga gravitacional. Para el sistema de piso se consideró vigas prefabricadas y pretensadas doble T, apoyadas en vigas en forma de L ubicadas en dirección perpendicular al ensaye, con un firme colado in situ de 6 cm de espesor. La carga muerta considerada para el diseño fue de 525 kg/cm^2 , con esto, el valor para la carga de servicio es de 775 kg/cm^2 y de 625 kg/cm^2 para el caso que se considere sismo.

Para la construcción del espécimen se realizó el diseño de la estructura prototipo y debido al tamaño del muro de reacción fue necesario escalar las dimensiones. Así por ejemplo, para medidas de longitud el factor de escala es 0.5, para medidas de superficie y para cargas de 0.25. Las dimensiones de las secciones transversales se seleccionaron con base en los moldes existentes con los cuales se fabrican los elementos prefabricados. En el espécimen, la carga aplicada fue de 548 kg/cm^2 que corresponde al 71% del valor que especifica el reglamento de diseño para la condición de carga muerta y viva y de 88% cuando se considera sismo. Las combinaciones realizadas en el análisis de la estructura fueron las siguientes:

1.4 (Carga Muerta + Carga Viva)

1.1 (CM + CV + Sismo en dirección X + 0.30 Sismo en dirección Y)

1.1 (CM + CV + 0.30 SX + SY)

En la fig. 3.1 se muestra el espécimen a escala y las principales dimensiones. En la fig. 3.1a se ilustra la planta típica del espécimen, en la Fig.3.1b una elevación de un eje con

muro y en la fig. 3.1c una elevación de un eje con marco. El análisis estructural realizado para el diseño se efectuó considerando de manera simplista que las conexiones entre los diferentes elementos prefabricados tienen un comportamiento similar al del caso de conexiones monolíticas, criterio generalmente aceptado en los diseños de estructuras prefabricadas como se expuso en el capítulo 2.

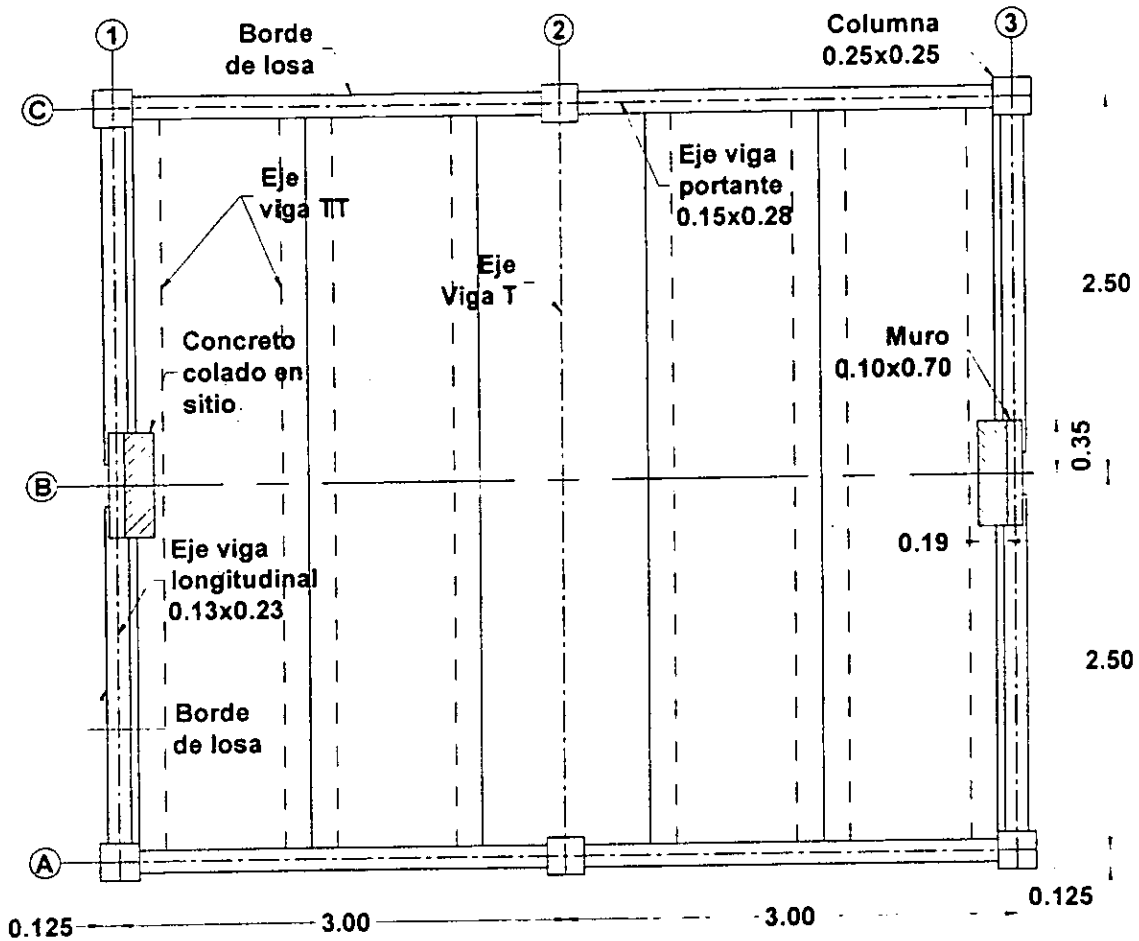
Para la selección del sistema estructural se consideró la alternativa de marcos y sistema dual (combinación de marcos y muros). En la Tabla 3.1 se presentan los valores de desplazamientos relativos de entrepiso, u_e y distorsión de entrepiso, dr_e , en el espécimen evaluados de acuerdo con las especificaciones del RCDF93. Se puede apreciar que el valor mas alto de dr_e igual a 0.0019 es bastante menor que 0.006, el cual es el permisible de acuerdo al reglamento. Esto se debe a que se trata de una estructura de sólo dos niveles y también por la importante contribución a la rigidez lateral de los muros estructurales.

Igualmente en la Tabla 3.1 se muestran los valores de desplazamientos relativos, u_m y distorsión de entrepiso, dr_m , evaluados de acuerdo con el RCDF93 en una estructura a base de marcos con geometría igual a la del espécimen, excepto que en ésta se tienen columnas en el eje B, fig. 3.1a y 3.1b. En la tabla se muestra que de acuerdo a los requerimientos del RCDF93, el empleo de la estructuración a base de marcos para el caso en estudio lleva a incrementos importantes en las demandas de desplazamientos relativos. Demandas que como en el caso anterior son menores que las permisibles. Si el objeto es cumplir con los requisitos del RCDF93, cualquiera de los sistemas estructurales mencionados es una solución adecuada para el proyecto arquitectónico. Sin embargo, se decidió por el sistema dual dada la ventaja adicional que tiene en reducir las demandas de deformación en zonas consideradas críticas en los marcos prefabricados, como las conexiones, resultado que puede inferirse de los datos de la última columna de la tabla 3.1, donde se aprecia que los desplazamientos del espécimen a ensayar son aproximadamente 40% menor que los resultados para el caso del sistema a base de marcos.

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

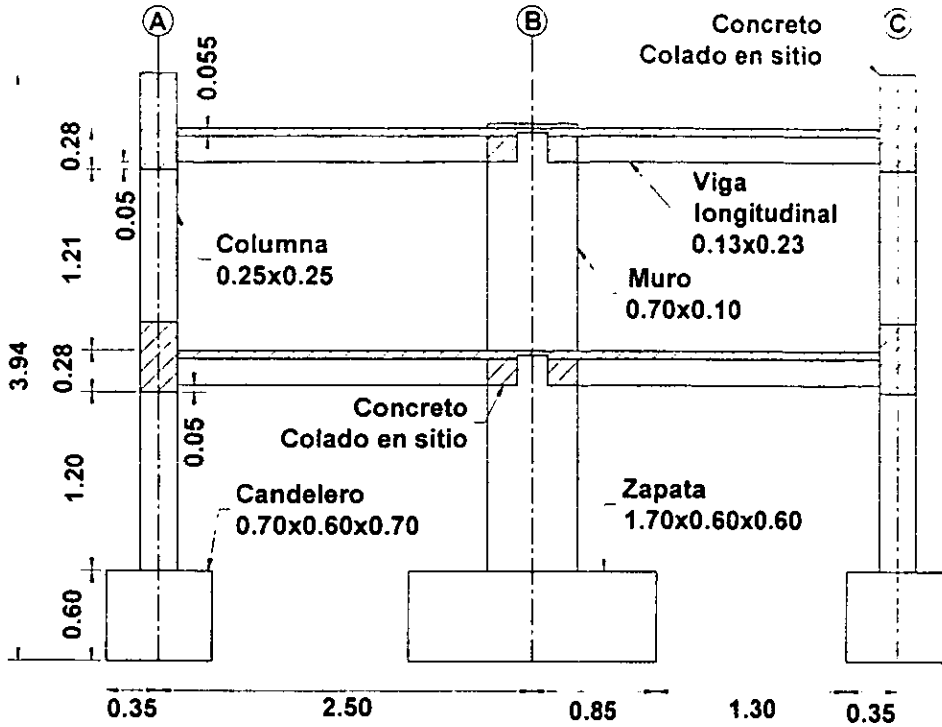
TABLA 3.1. Desplazamientos calculados para el espécimen

NIVEL	Sistema Dual		A base de marcos		u_e/u_m [%]
	u_e [cm]	dr_e	u_m [cm]	dr_m	
2	0.45	0.0019	0.77	0.0030	58
1	0.17	0.0011	0.30	0.0022	57

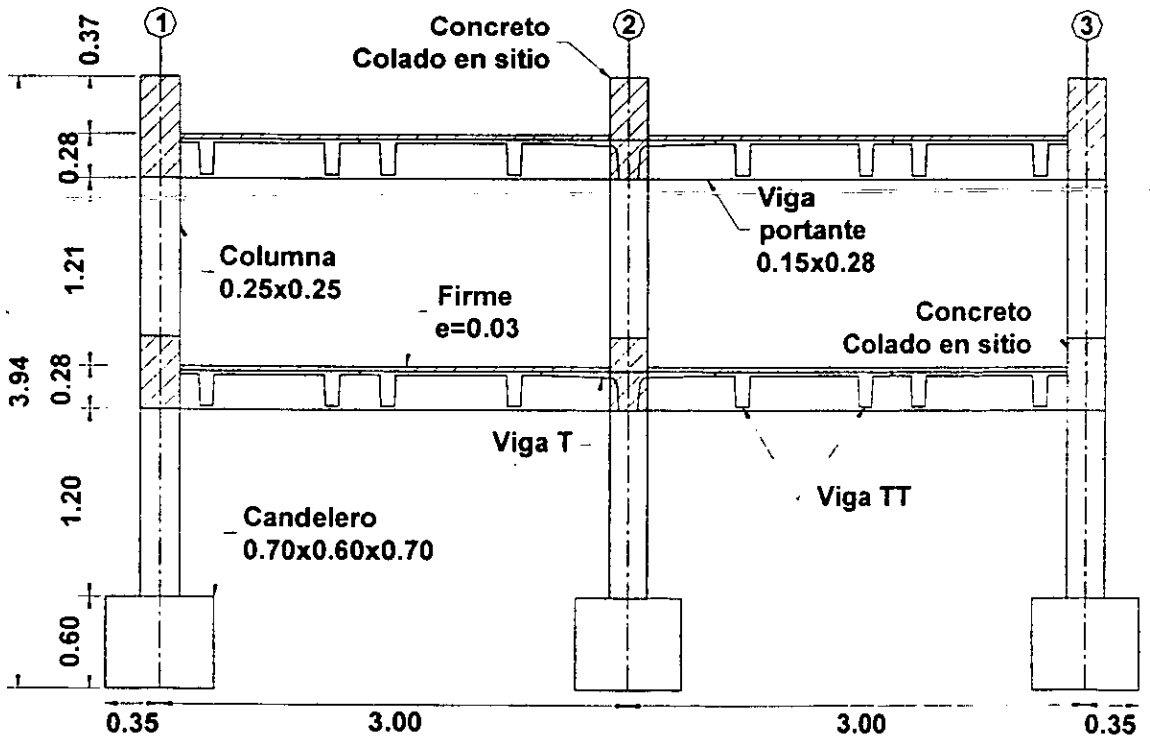


a) Planta del espécimen

Fig. 3.1. Características generales del espécimen (dimensiones en metros)



b) Elevación eje 1, de borde



b) Elevación eje C, transversal

Fig. 3.1. Características generales del espécimen (dimensiones en metros, continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

En la tabla 3.2 se muestran los valores de los elementos mecánicos considerados para el diseño, obtenidos mediante el empleo del programa de calculo SUPER ETABS [Maison et al., 1983]. También se muestran las áreas de acero de refuerzo requeridas de acuerdo con este análisis considerando los requisitos del RCDF93, así como las áreas de acero suministradas en el espécimen.

Tabla 3.2. Elementos mecánicos y áreas de acero para el diseño según RCDF93

Viga Portante	M [t.m]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Apoyo externo superior	2.77	3.61	3.81
Apoyo externo inferior	0.42	0.50	1.42 (*)
Apoyo interno superior	2.81	3.66	3.81
Apoyo interno inferior	0.24	0.28	1.42 (*)
En el claro	1.23	1.51	2.13

Viga Longitudinal	M [t.m]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Apoyo externo superior	0.83	1.31	1.44
Apoyo externo inferior	0.67	1.04	1.44
Apoyo interno superior	0.85	1.35	1.44
Apoyo interno inferior	0.63	0.98	1.44 (*)
En el claro	0.07	0.10	1.44 (*)

Viga T	M [t.m]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Apoyo externo superior	2.26	2.83	2.85
Apoyo externo inferior	No hay condición crítica		1.44 (*)
En el claro	1.20	1.42	1.44

Columna externa	M [t.m]	P[ton]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Carga Vertical	0.57	8.67	3.75	5.74 (*)
CV +sismo	2.14	3.49	3.44	5.74 (*)

Columna interna	M [t.m]	P[ton]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Carga vertical	0.59	22.83	3.44	5.74 (*)
Carga vertical +sismo	2.60	14.85	5.16	5.74

Muro	M [t.m]	P[ton]	As _{req} [cm ²]	As _{sum} [cm ²]
Carga vertical + sismo	7.81	1.22	4.13	4.31

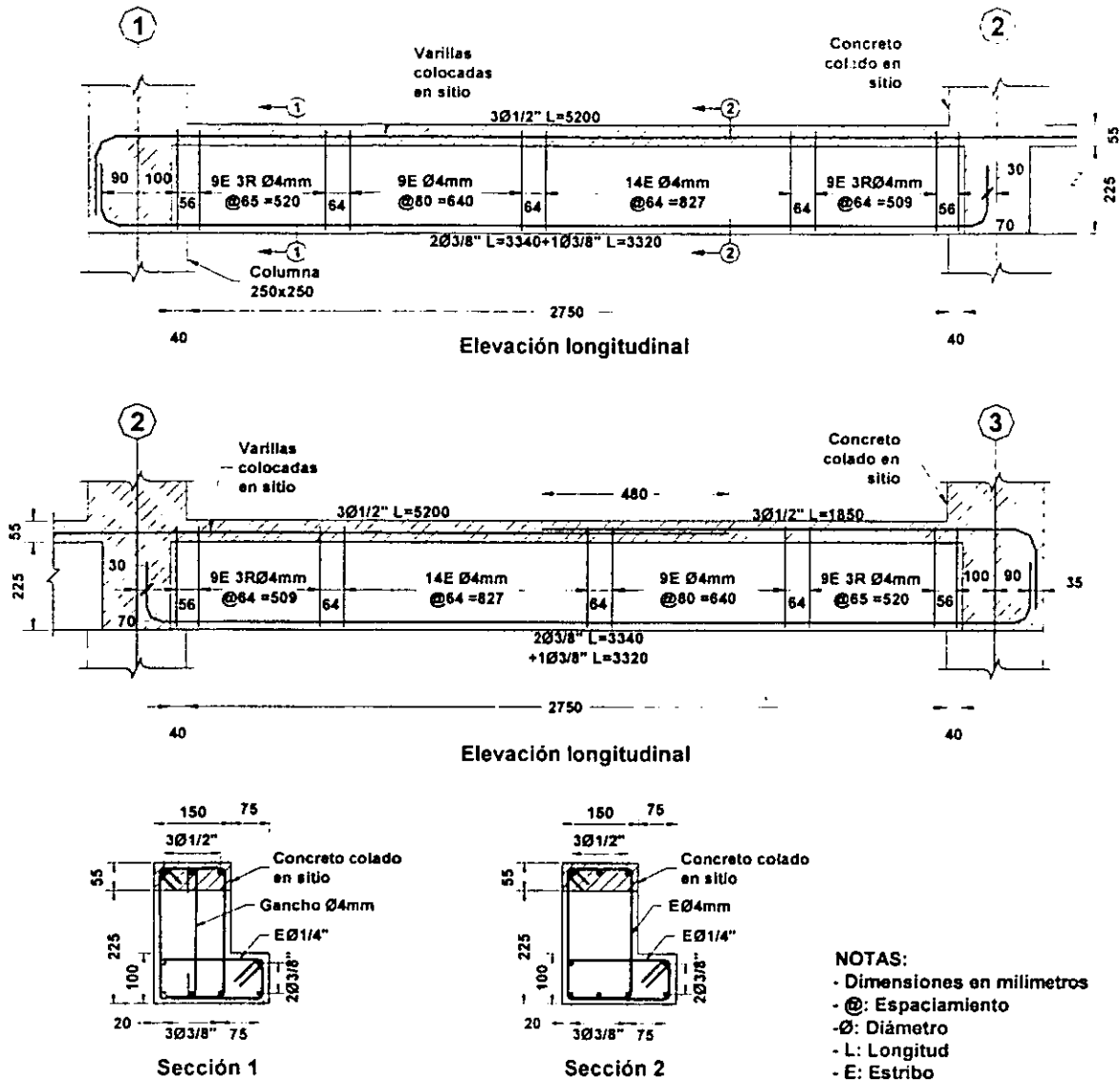
(*) Area de acero de refuerzo mínima

Todos los elementos son prefabricados, por lo que además de los resultados que se muestran en la tabla 3.2, que corresponderían a una estructura comparable colada en sitio, se presenta la tabla 3.3 que contiene el análisis adicional que debe realizarse en estructuras prefabricadas para verificar que las condiciones de transporte, izaje y montaje a que son sometidos los elementos estructurales no sean críticas. Esta tabla muestra los valores para el momento flector M , cuando los elementos se encuentran simplemente apoyados en la etapa de colado del firme y conexiones, las cargas consideradas son el peso propio y el firme. También se muestra el área de acero requerida para cumplir esta condición, A_{sreq} , el área suministrada en el espécimen, A_{sum} y los esfuerzos de aplastamiento, f_p , en la zona de apoyo de vigas a columnas. El valor límite para dicho esfuerzo, f_{pmax} , se consideró igual a $0.7 \cdot f'_c$ que corresponde a 196 kg/cm^2 . El esfuerzo de tensión en el concreto, σ_{act} , durante el izaje de los diferentes elementos se limitó a $\sigma_{max} = 1.5 \cdot \sqrt{f'_c}$ que resultó igual a 23 kg/cm^2 , con lo cual se verificó que los elementos no sufrieran agrietamientos. En la fig. 3.2 se muestran dimensiones y detalles típicos del refuerzo en muros, columnas, candeleros y vigas del espécimen.

Tabla 3.3. Revisión de elementos durante el izaje y montaje

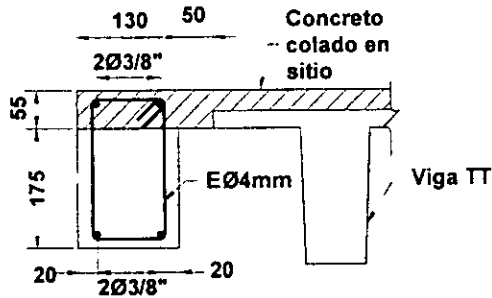
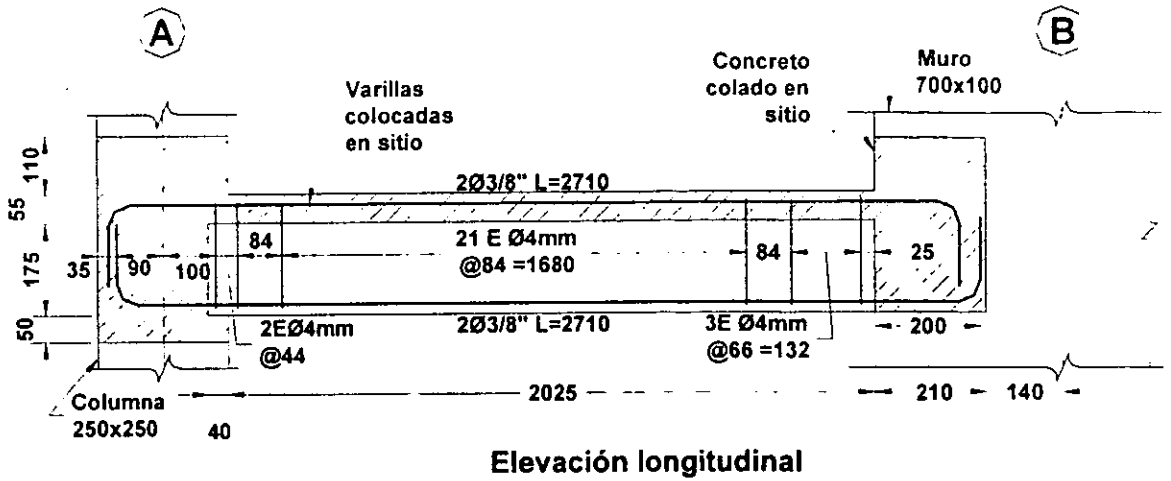
	M [t.m]	A_{sreq} [cm ²]	A_{sum} [cm ²]	f_p [kg/cm ²]	σ_{act} [kg/cm ²]
Viga Portante	1.72	2.14	2.84	41.7	8.6
Viga Longitudinal	0.26	0.9	1.42	11.5	5.4
Viga T	2.04	1.14	1.42	34.3	16
Columna	0.03	0.1	2.84	—	2.9
Muro	0.09	0.34	1.2	—	19.3

3. Descripción del espécimen y de los ensayos



a) Viga portante

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales



Sección típica

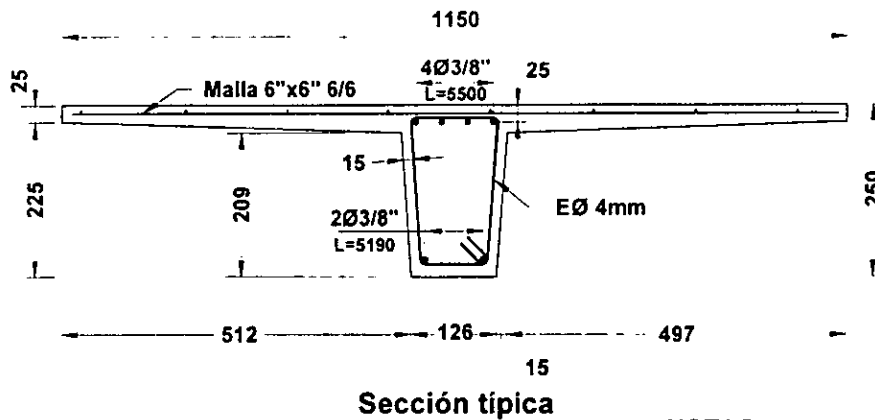
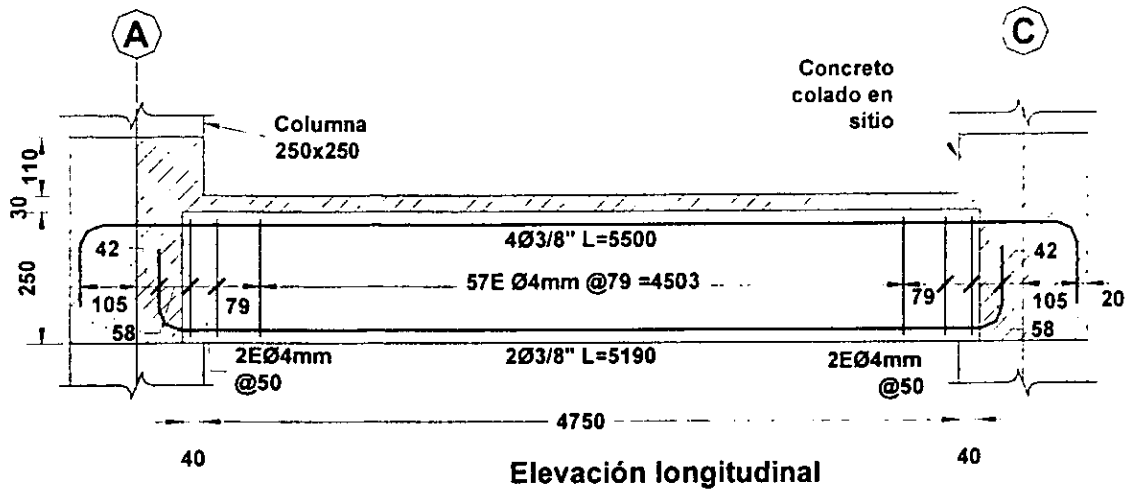
NOTAS:

- Dimensiones en milímetros
- @: Espaciamiento
- Ø: Diámetro
- L: Longitud
- E: Estribo

b) Viga longitudinal

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)

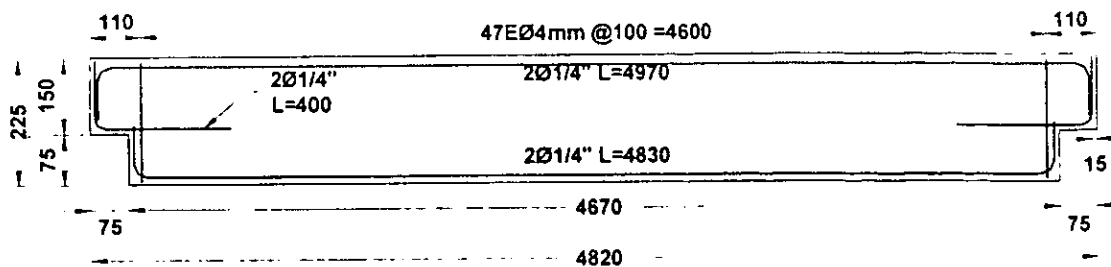
3. Descripción del espécimen y de los ensayos



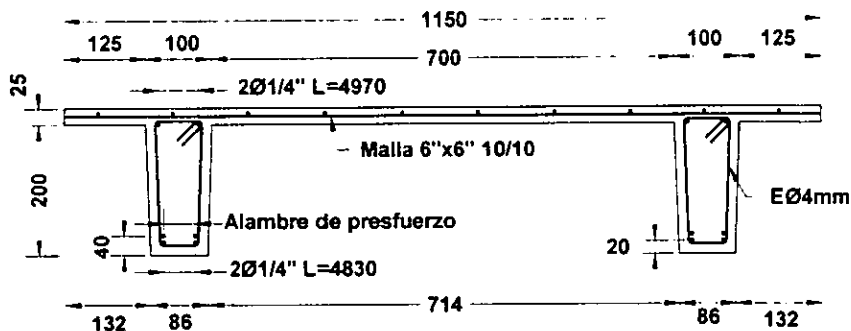
- NOTAS:**
- Dimensiones en milímetros
 - @: Espaciamiento
 - Ø: Diámetro
 - L: Longitud
 - E: Estribo

c) Viga T

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)



Elevación longitudinal



Sección típica

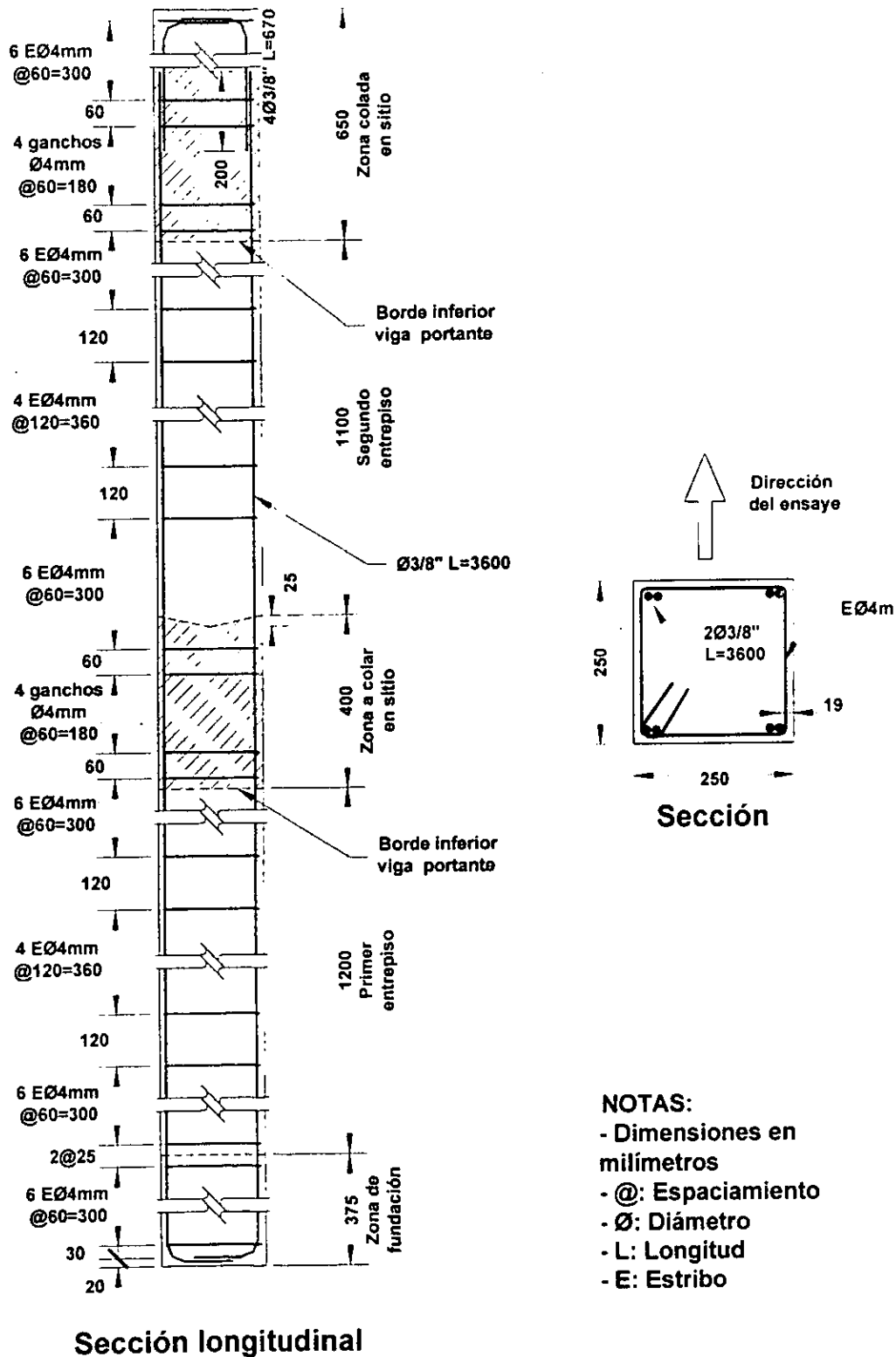
NOTAS:

- Dimensiones en milímetros
- @: Espaciamiento
- Ø: Diámetro
- L: Longitud
- E: Estribo
- Fuerza de compresión inicial en cada nervio $P=7.13\text{ton}$

d) Viga TT

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos



e) Columna

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)

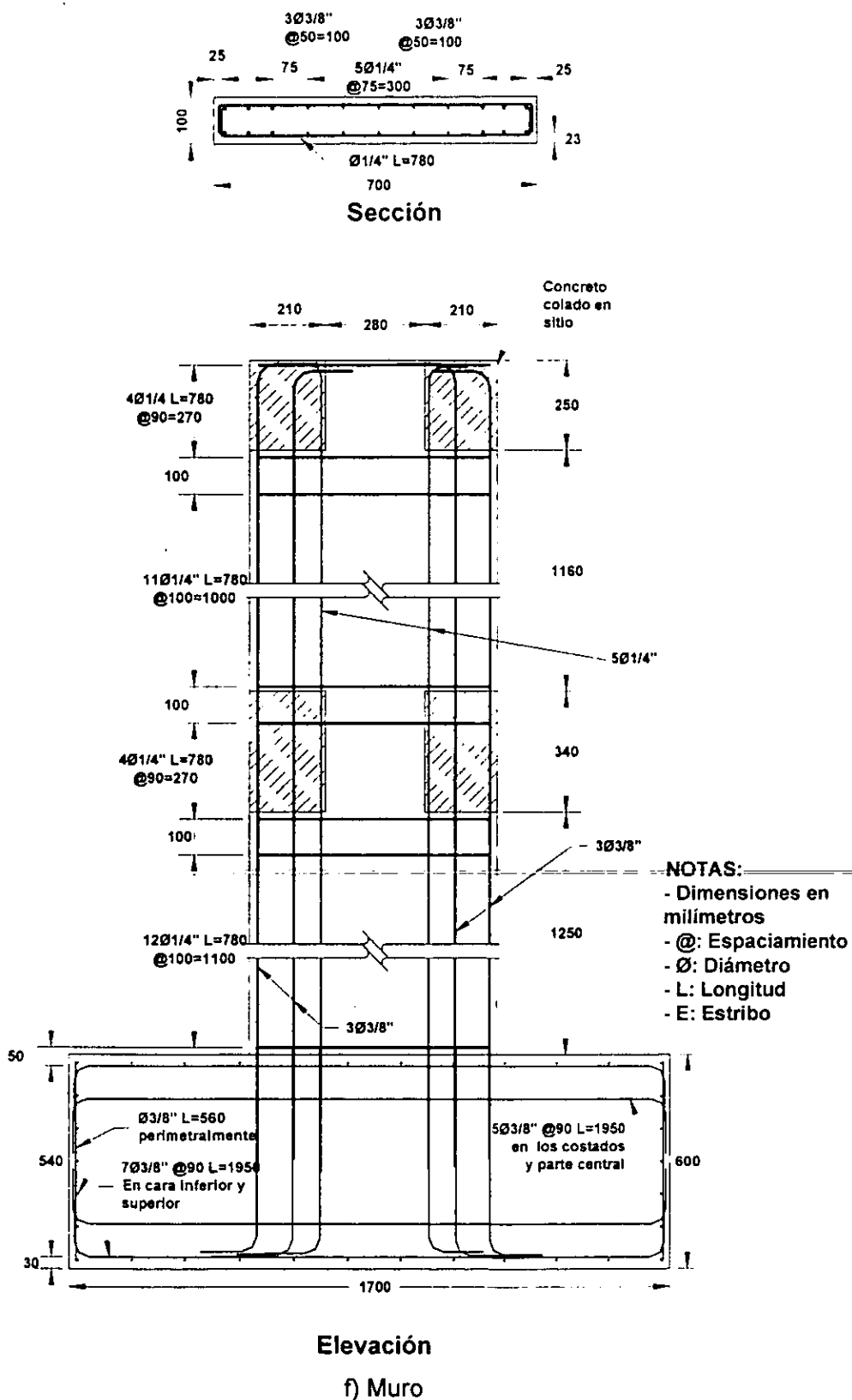
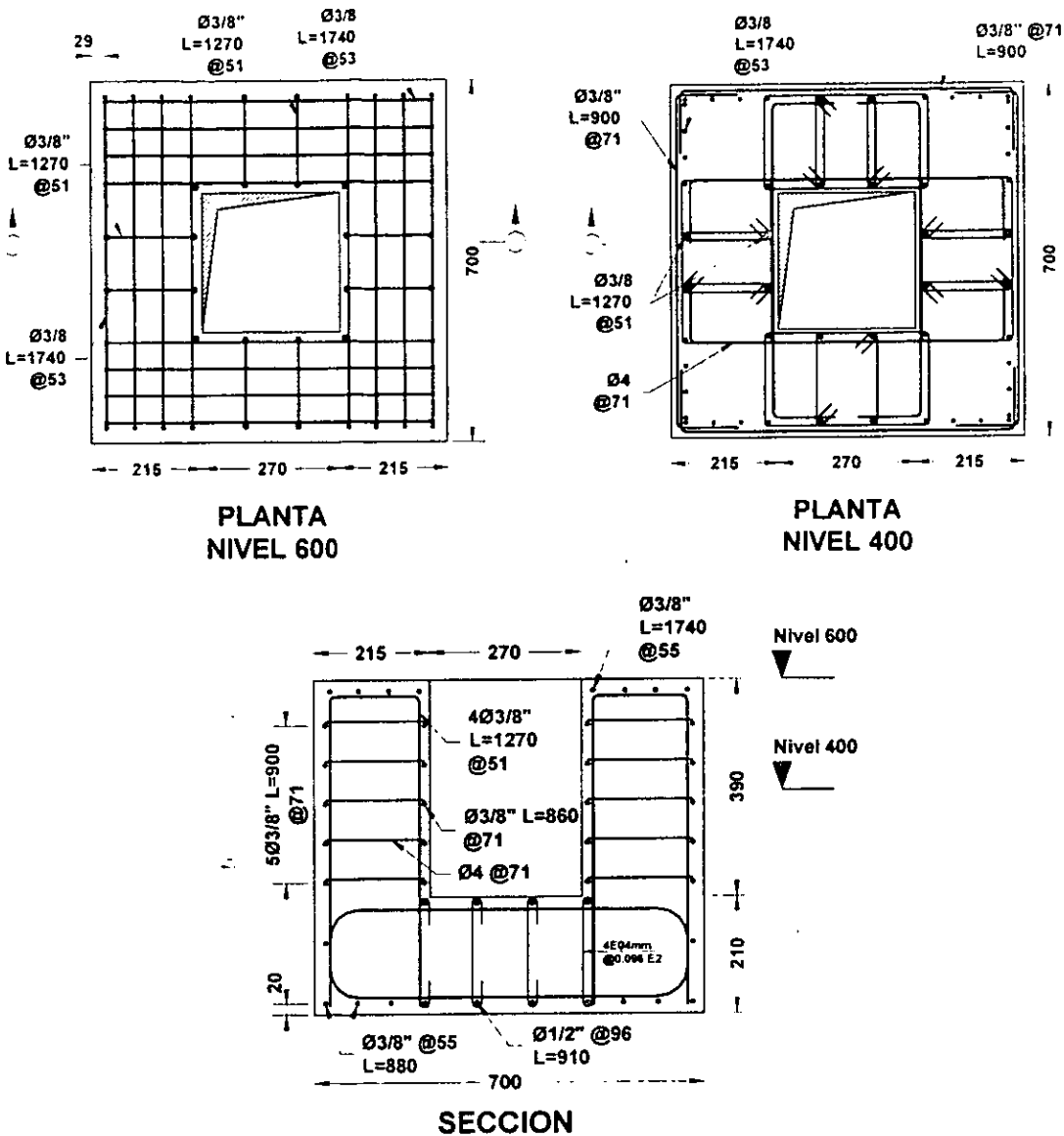


Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos



g) Candelero

Fig. 3.2. Detalles de refuerzo en los elementos estructurales (continuación)

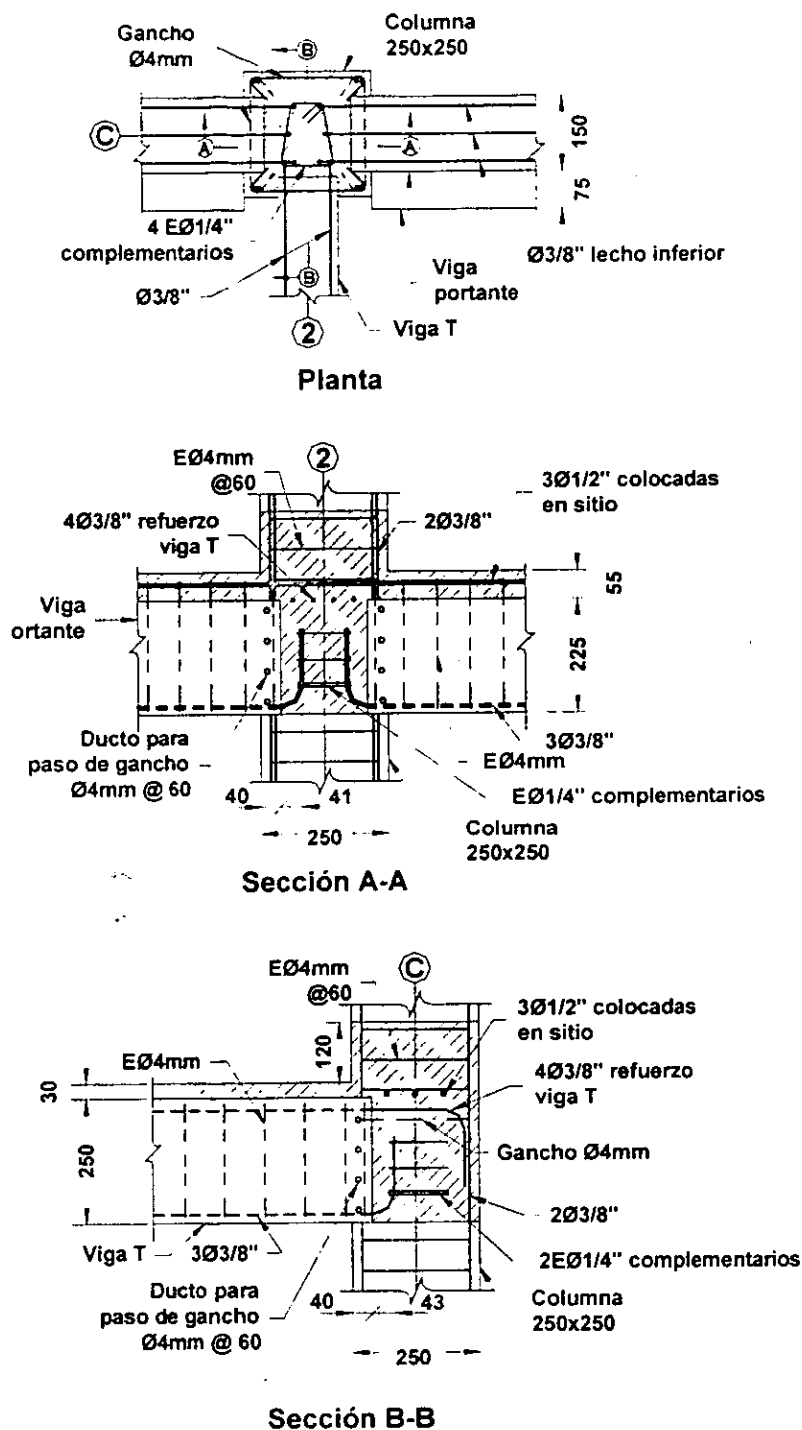
La conexión de borde, entre los elementos prefabricados que se encuentran en la intersección del eje 2 con los ejes A o C, fig. 3.1a se resolvió con una solución semejante a la presentada en la fig. 2.10. La longitud de anclaje para el acero en tensión, lecho inferior de la viga T y viga portante fue de 8.5 cm a cara de columna, lo que representa el 50% de la especificada por el RCDF93. Según este reglamento la longitud requerida en el modelo es 16.5 cm para una barra con diámetro 3/8" con gancho a 90°. Esto sugiere posibles problemas de falta de anclaje entre dicho refuerzo y el concreto, si los estribos de

$\phi 1/4$ " complementarios que hacen continuo este refuerzo, mostrado en la fig. 3.3a, no logran transmitir las fuerzas necesarias para lograr la continuidad en el acero del lecho inferior.

La conexión de las vigas de los ejes de borde, 1 ó 3, con los ejes transversales, A o C, no presentó los inconvenientes de espacio y de interferencia entre los diferentes refuerzos, por lo cual al refuerzo de las vigas se les proporcionó la longitud de desarrollo que especifica el RCDF93 para varilla $\phi 3/8$ " con gancho a 90° . De esta forma, se espera que esta conexión se comporte como una monolítica colada en sitio, fig. 3.3b. El refuerzo de los dos lechos de las vigas que convergen a los muros se les proporcionó la longitud de desarrollo especificada anteriormente y se sujetaron con estribos al refuerzo principal del muro. La conexión del sistema de piso al muro, eje B, se resolvió aumentando el espesor del firme en esta zona lo cual se logró dejando sin colar la aleta de la viga doble T en un ancho igual al del muro y de esta forma colocar barras de $\phi 3/8$ " que sobresalieron del muro hacia el sistema de piso, figs. 3.1a y 3.3c.

El sistema de piso, consiste en vigas doble T con un firme de 3cm colado en sitio. La única unión que existe entre el firme y los elementos precolados es la que proporciona la rugosidad que existe en la parte superior de estos, la cual es en promedio de 3mm. En la práctica para la construcción del sistema de piso que acá se estudia, se conectan las alas de las vigas T o doble T soldando elementos metálicos embebidos en el concreto con el fin de lograr desplazamientos verticales uniformes al momento de ser cargadas. Estos elementos metálicos no se instalaron en las vigas del sistema de piso del espécimen, con el fin de estudiar la unión del firme con estas vigas.

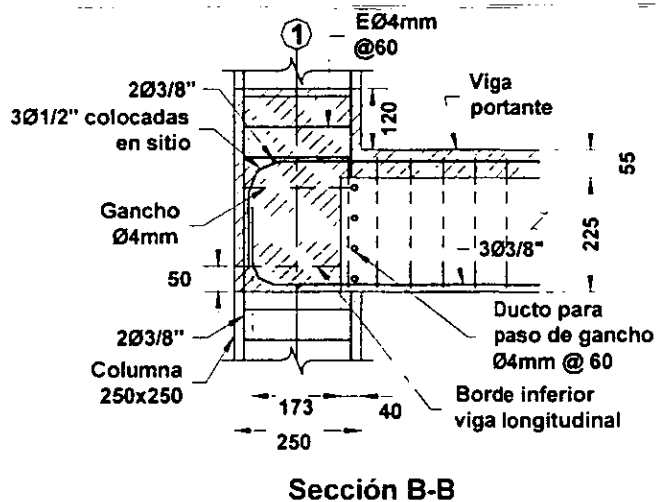
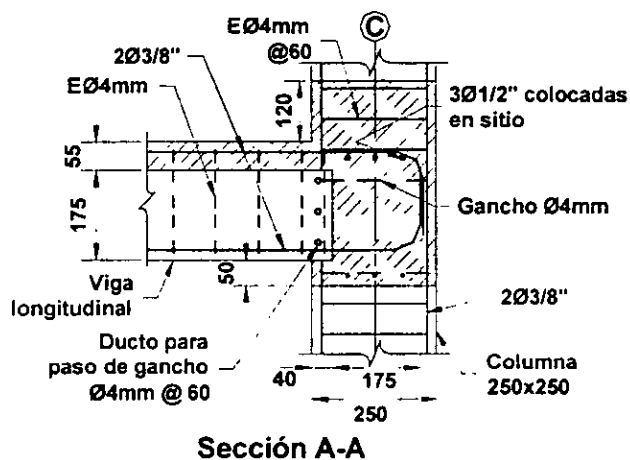
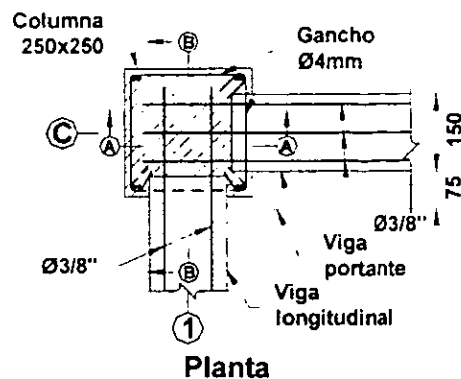
3. Descripción del espécimen y de los ensayos



- Dimensiones en milímetros
- Concreto colado en sitio

a) Conexión interior viga-columna

Fig.3.3. Conexiones entre elementos

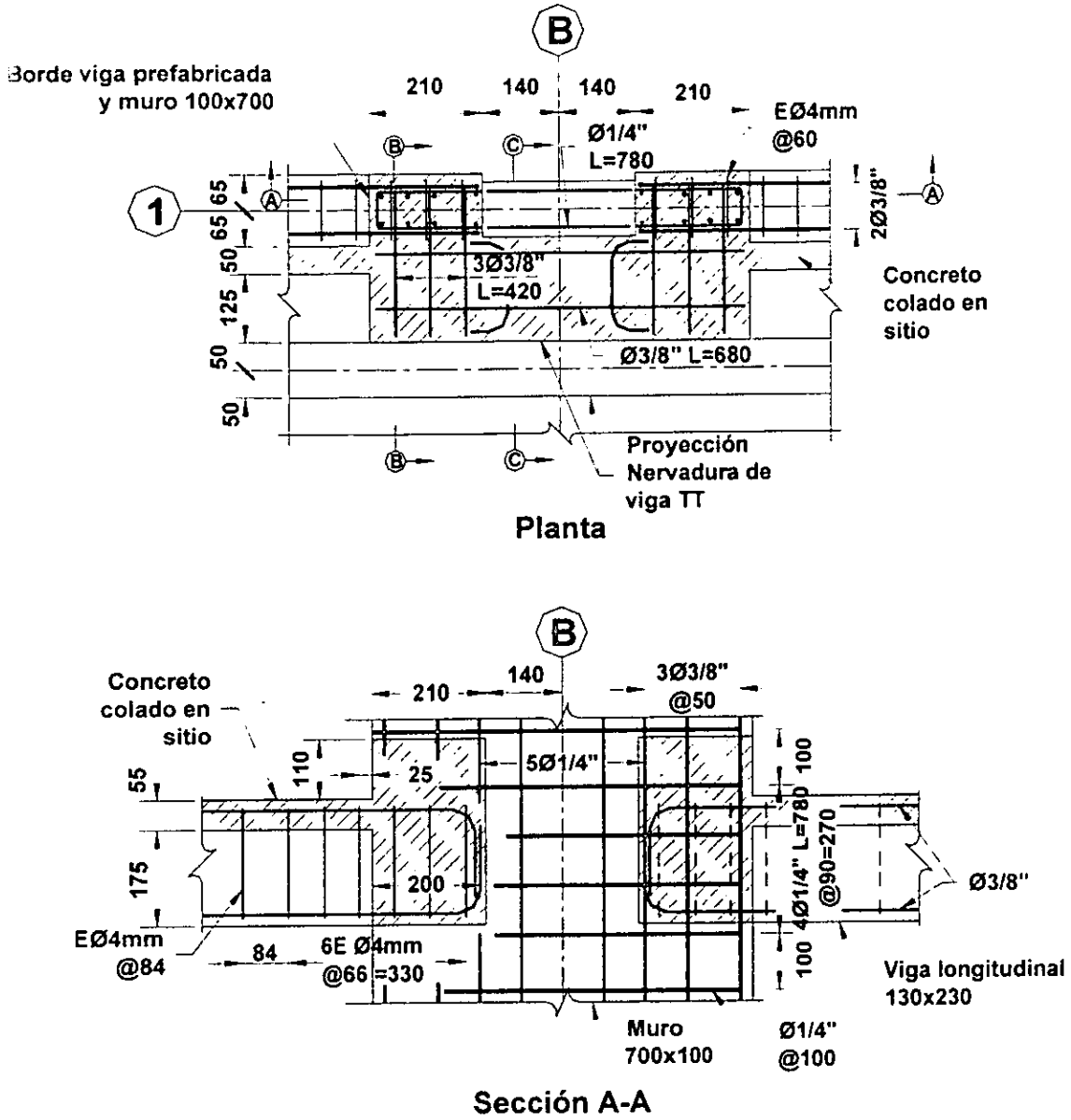


- Dimensiones en milímetros
- Concreto colado en sitio

b) Conexión exterior viga-columna,

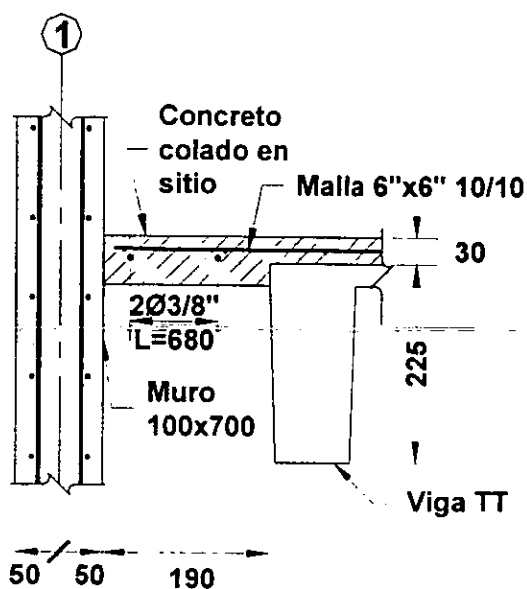
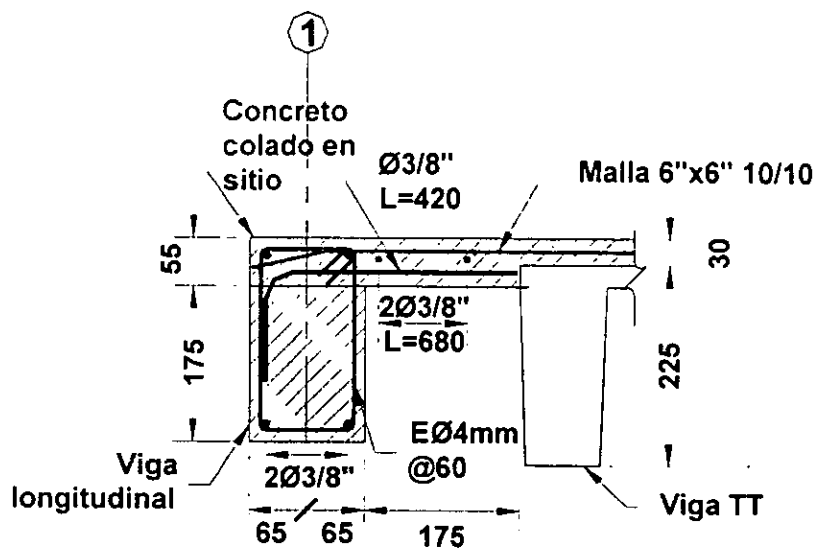
Fig.3.3. Conexiones entre elementos (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos



c) Conexión viga-muro

Fig.3.3. Conexiones entre elementos (continuación)



- Dimensiones en milímetros
- Concreto colado en sitio

c) Conexión viga-muro

Fig.3.3. Conexiones entre elementos (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

3.2 Proceso constructivo y materiales empleados

3.2.1. Proceso constructivo

El proceso de construcción del espécimen en el laboratorio trató de representar condiciones típicas en estructuras prefabricadas, desde la fabricación de los elementos prefabricados en las plantas de colados hasta el momento de realizar el montaje de las mismas y los colados en sitio. Una vez cortado el acero de refuerzo se seleccionaron las barras de refuerzo de los elementos estructurales a instrumentar, esto es, adherirles los termómetros eléctricos. Igualmente se cortaron barras para determinar las propiedades mecánicas del acero de refuerzo. Todos los elementos estructurales, excepto las vigas doble T, se construyeron en el laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería (II). Las vigas doble T se construyeron en una planta prefabricadora dado que estos elementos requerían presfuerzo. Para la cimbra de los elementos construidos en el laboratorio del II se empleó madera, debido a que no es fácil encontrar moldes metálicos adecuados para las dimensiones escaladas del espécimen. Una vez concluidos los armados de los elementos, se realizaron cuatro colados para construir las piezas y dos mas en sitio para colar la capa superior del sistema de piso y las conexiones.

En la fig. 3.4 se muestran algunos aspectos de las diferentes etapas realizadas durante el proceso de construcción de los elementos prefabricados en el laboratorio del II, así como el transporte de los mismos hacia el lugar donde finalmente se construyó el espécimen y se ensayó la estructura (Laboratorio de estructuras del CENAPRED). En las figs. 3.4a a la 3.4f se muestran algunos aspectos constructivos de interés, realizados en el laboratorio del II. En las figs. 3.4g a la 3.4i se muestran detalles de construcción del espécimen en el laboratorio del CENAPRED, tales como montaje de columnas, fig. 3.4g, construcción de conexiones, figs. 3.4h a la 3.4m. En la fig. 3.4n se muestra una vista general del espécimen antes de colar el firme y conexiones del segundo nivel. En la fig. 3.4o y 3.4p se muestran aspectos del izaje del espécimen desde su lugar de construcción al muro de reacción, para lo cual el espécimen se trasladó aproximadamente 4m.



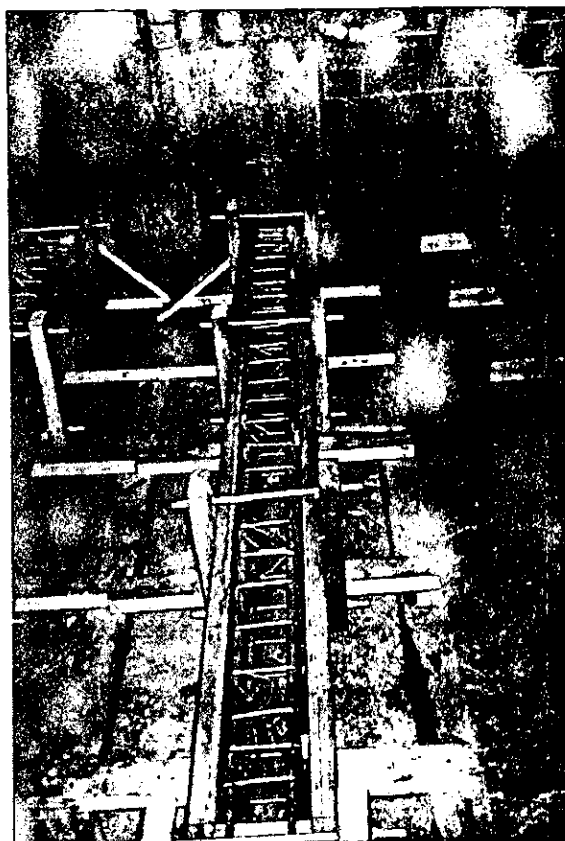
a) Detalle de cimbra. Nudo superior de columna típica



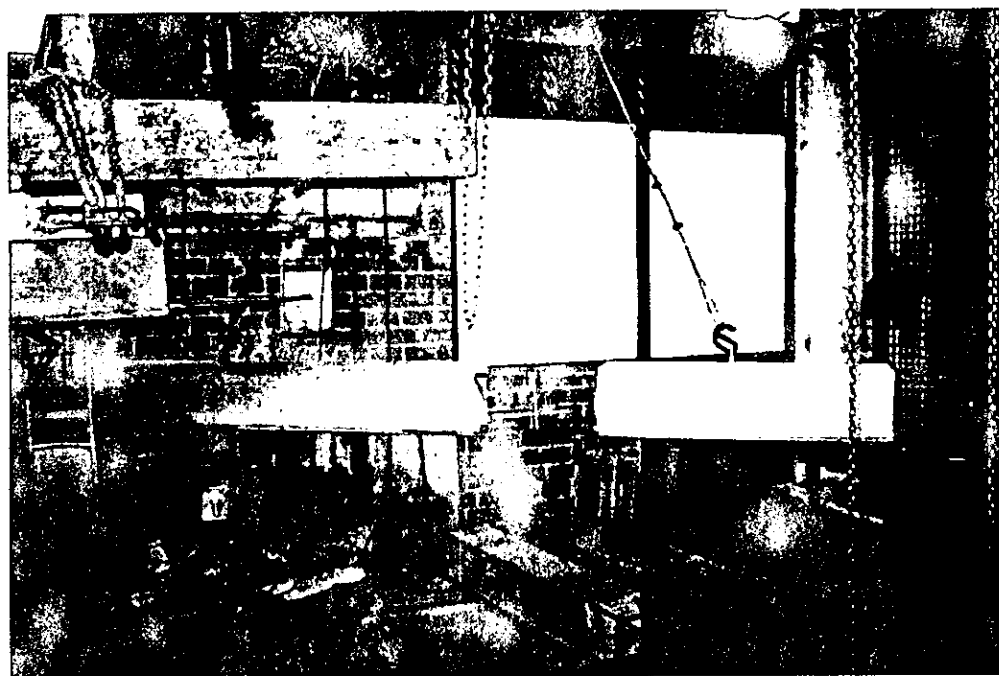
b) Detalle de cimbra. Nudo intermedio de columna típica

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

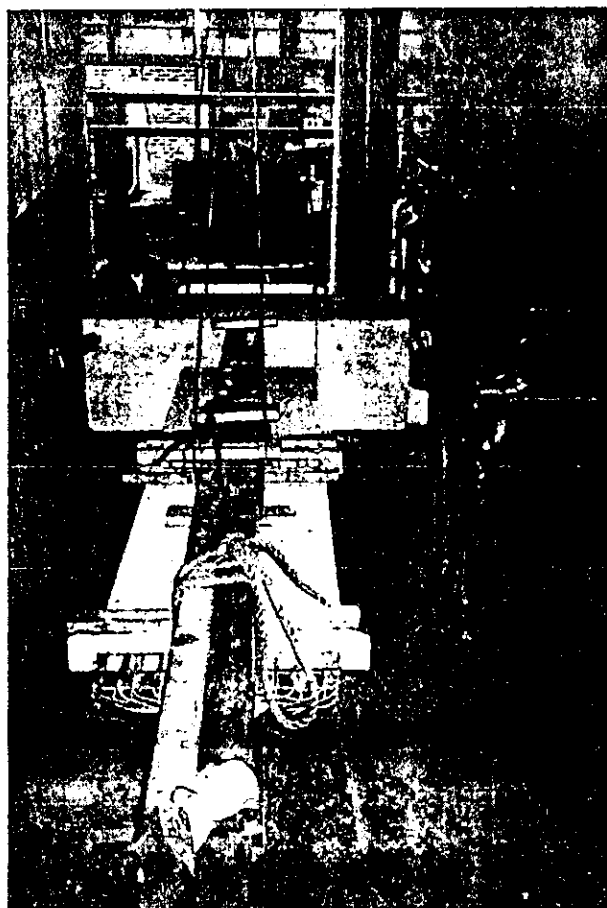


c) Detalle de cimbra y armado de viga longitudinal típica

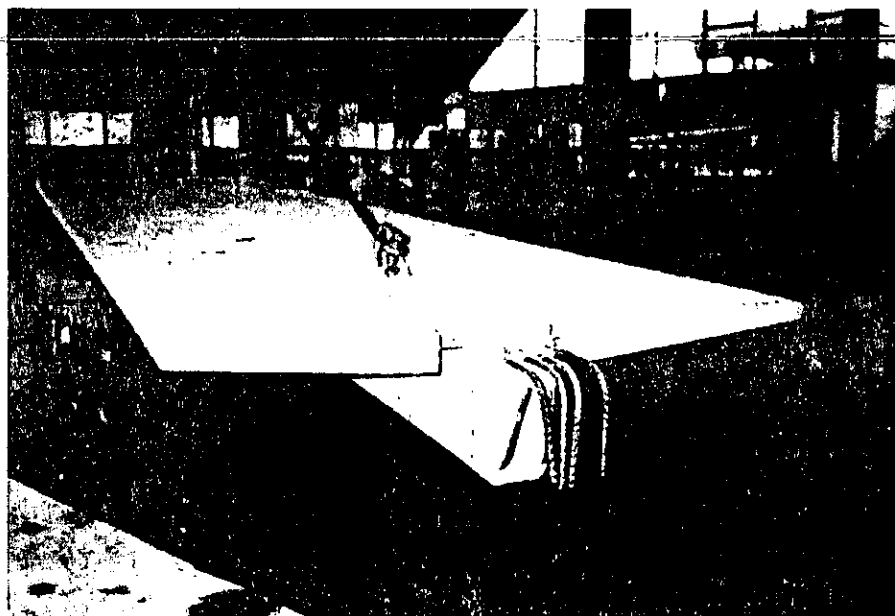


d) Izaje y transporte de columna

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)



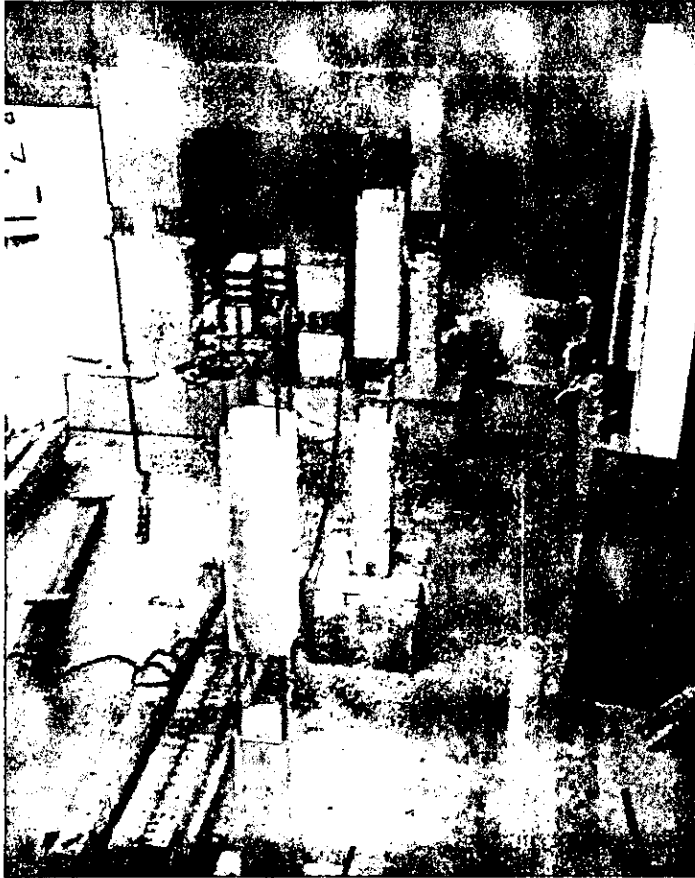
e) Izaje y transporte del muro con cimentación de eje 3



f) Izaje y transporte de Viga T

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

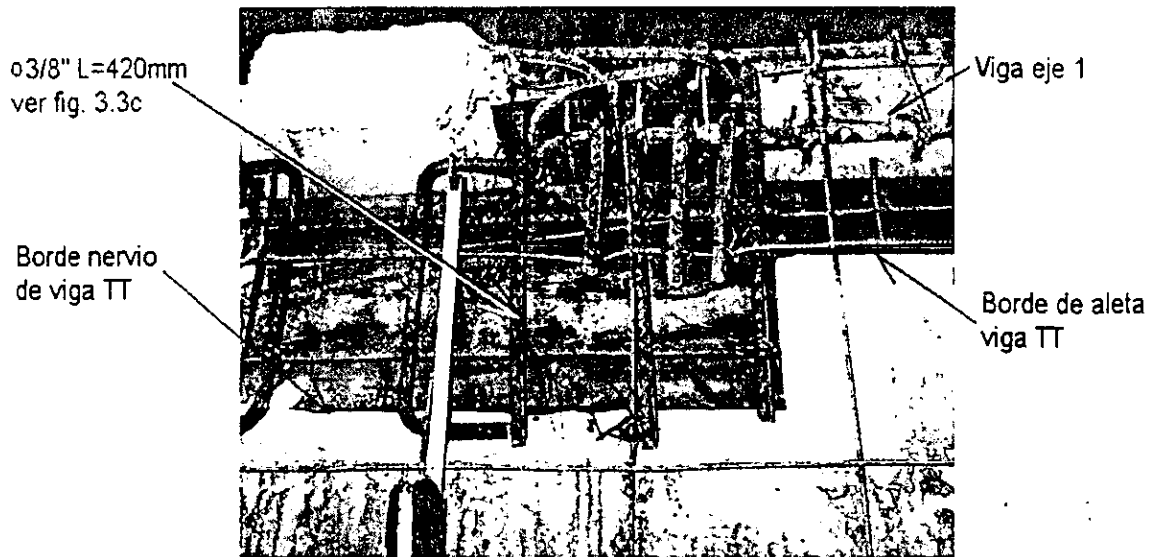


g) Montaje de columnas y muros

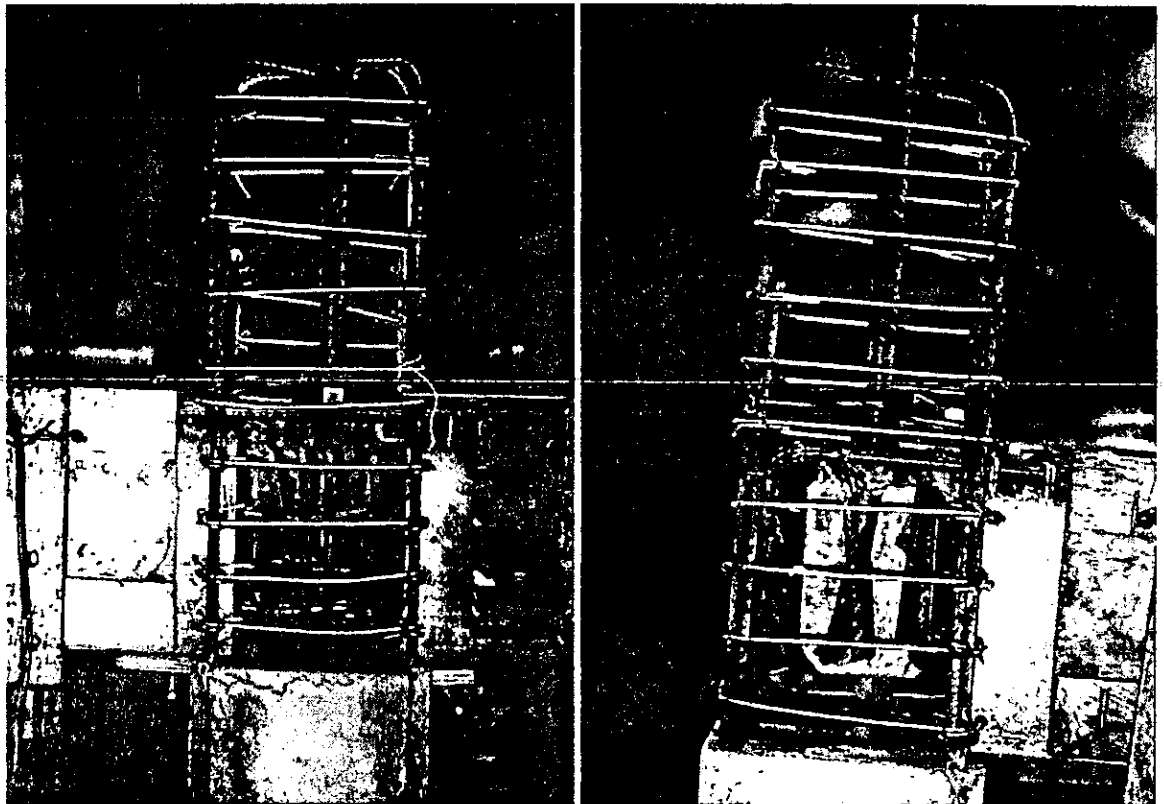


h) Conexión Viga-Muro, eje 3

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)



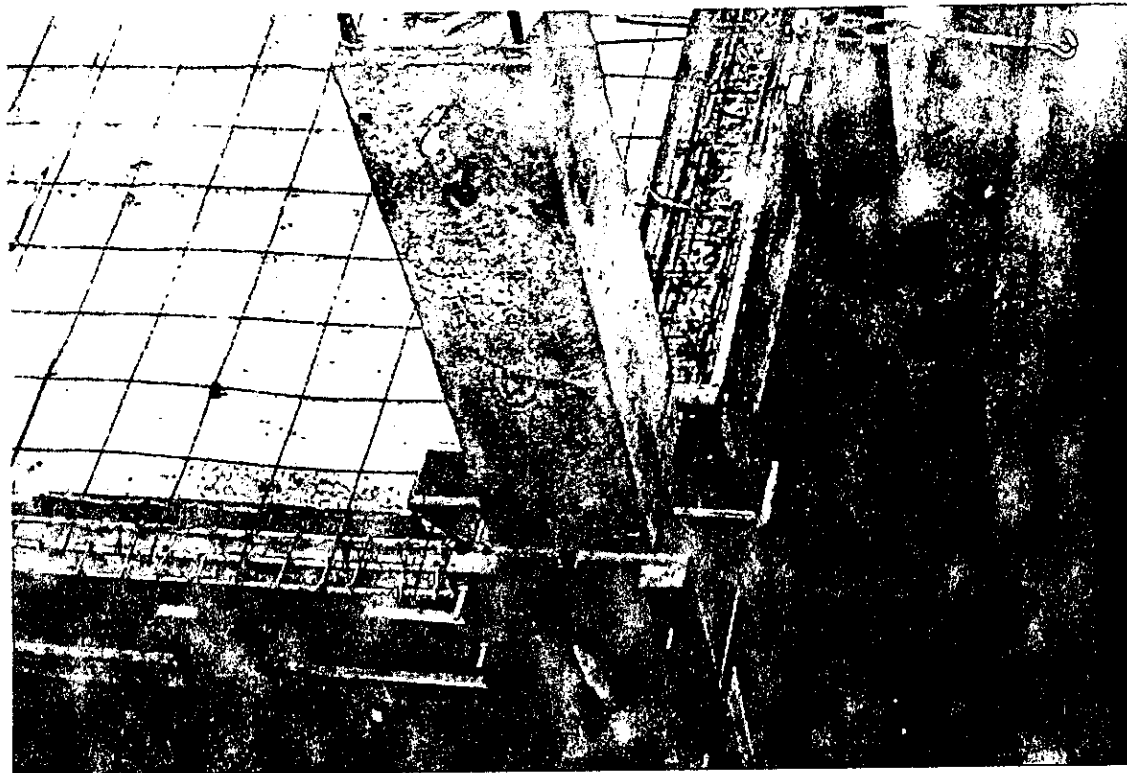
i) Conexión Piso muro eje 2



j) Detalle de nudo intersección eje A y 2 k) Detalle de nudo intersección eje A y 1

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

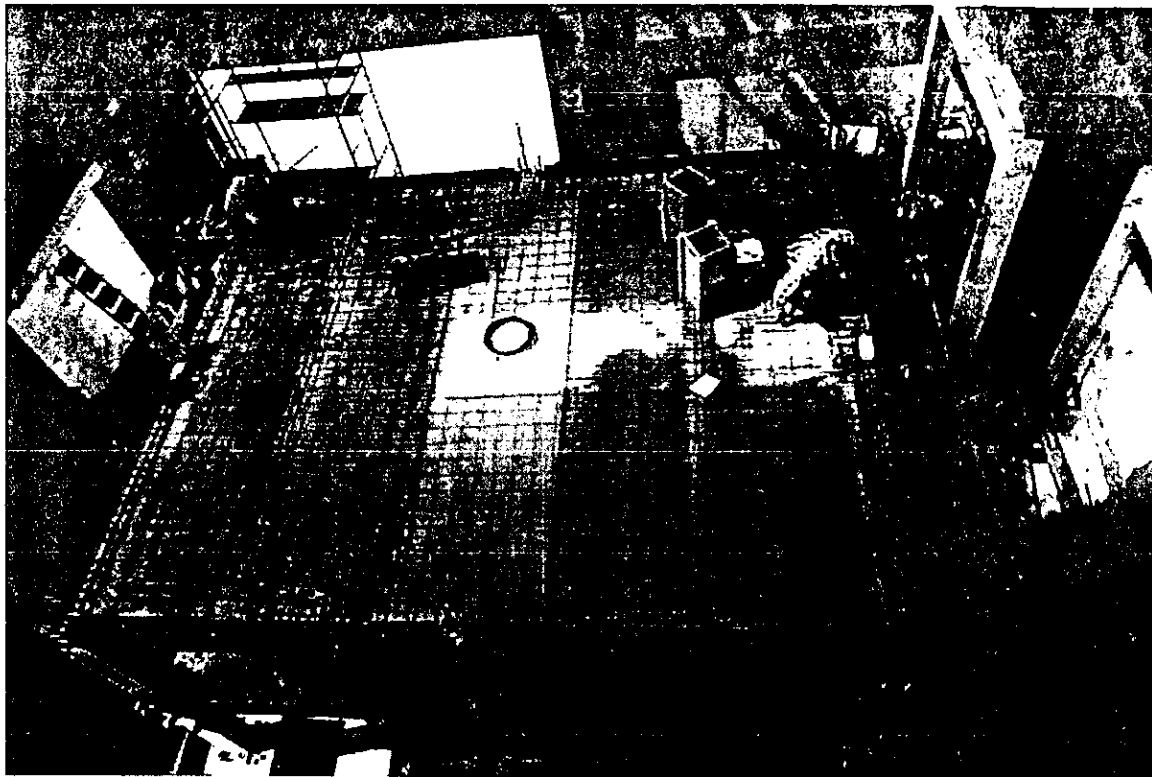


l) Detalle de cimbra de conexión, intersección eje C y 1

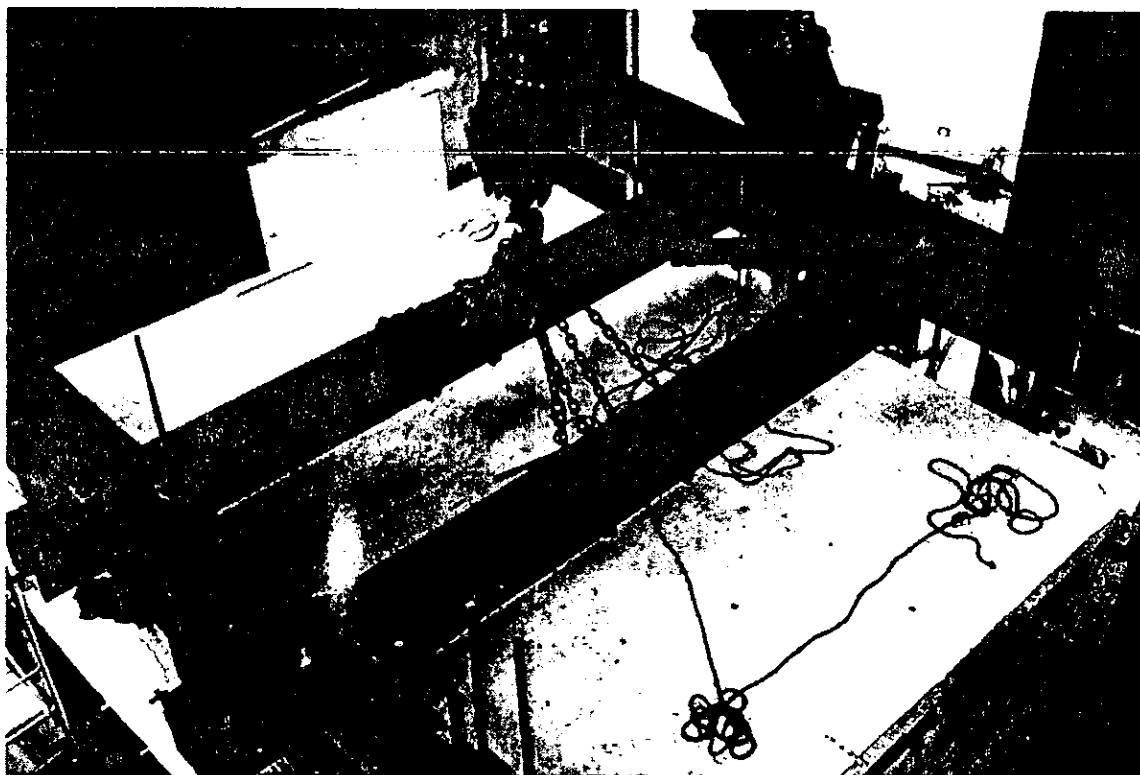


m) Detalle de conexión viga muro después del colado, eje 3

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)



n) Vista general del nivel 2 antes de colar firme



o) Detalles para movimiento del espécimen

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)



p) Movimiento del espécimen

Fig. 3.4. Aspectos del proceso constructivo (continuación)

3.2.2. Materiales empleados

Los valores de las propiedades mecánicas utilizadas en el diseño del espécimen fueron de 4200 Kg/cm^2 como esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo con diámetro mayor que $3/8''$ y de 2800 Kg/cm^2 para diámetros menores. El esfuerzo de compresión en el concreto se supuso de 350 Kg/cm^2 . Las propiedades mecánicas reales de los materiales empleados para construir el espécimen se obtuvieron a partir de ensayos realizados en diferentes cilindros fabricados en cada uno de los colados y en probetas de acero cortadas de los lotes del material empleado en los armados. En los ensayos de compresión de los cilindros se obtuvieron resistencias a 28 días entre 295 y 360 kg/cm^2 . En la fecha de prueba del espécimen se realizaron nuevos ensayos de compresión, encontrando valores de resistencia en el concreto entre 305 y 470 kg/cm^2 para los diferentes colados. En la fig. 3.5 se muestra el comportamiento de la resistencia del concreto para cada colado, así como la curva promedio de la resistencia del concreto. En

la tabla 3.4 se muestran los esfuerzos máximos y mínimos de compresión en el concreto, $f'_{c_{max}}$ y $f'_{c_{min}}$, así como su coeficiente de variación, CV, para cada uno de los elementos que componen el espécimen. En la última columna de la tabla mencionada se muestra el valor recomendable para cálculos posteriores, $f'_{c_{prom}}$. Estos valores se discretizaron con base en el colado correspondiente para cada elemento y la fecha de la prueba. De los ensayos a tensión efectuados a las probetas de acero se obtuvieron los siguientes valores del esfuerzo de fluencia: 3170 kg/cm² para $\phi 4$ mm, 2790 kg/cm² para $\phi 1/4$ " , 4390 kg/cm² para $\phi 3/8$ " , 5220 kg/cm² para $\phi 1/2$ " y un módulo elástico promedio, E, supuesto como 2010000 kg/cm². En la fig. 3.6 se muestran las curvas esfuerzo deformación para los diámetros ensayados y en las que se muestra que no tienen un punto de fluencia definido, por este motivo se determinó este punto mediante la intersección de una recta con pendiente igual a la del módulo elástico tangente y que pase por la abscisa de 0.2%.

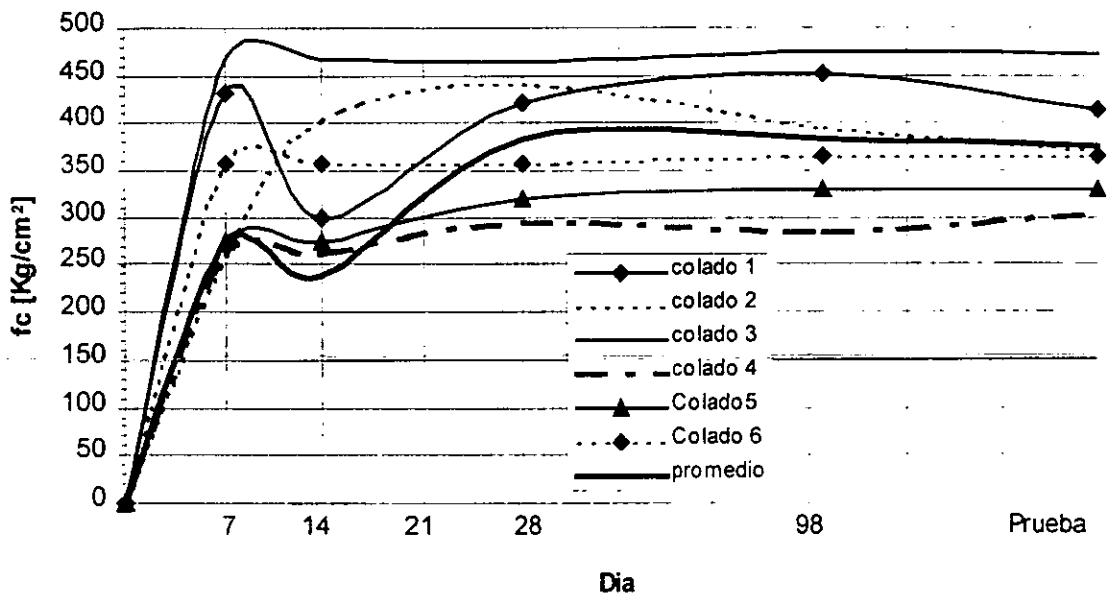


Fig. 3.5. Comportamiento del esfuerzo de compresión para el concreto en los diferentes colados

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

Tabla 3.4. Esfuerzo de compresión en el concreto para los elementos estructurales

	f'_{Cmin} [Kg/cm ²]	f'_{Cmax} [Kg/cm ²]	f'_{Cprom} [Kg/cm ²]	CV [%]
Columna	307	497	384	24
Muro	292	319	306	4
Viga T	307	497	384	24
Viga Longitudinal	307	497	384	24
Viga portante	292	497	364	26
Viga TT	---	---	350	---
Candeleros	307	497	384	24
Firme y conexiones nivel 1	305	332	319	4
Firme y conexiones nivel 2	354	360	357	1

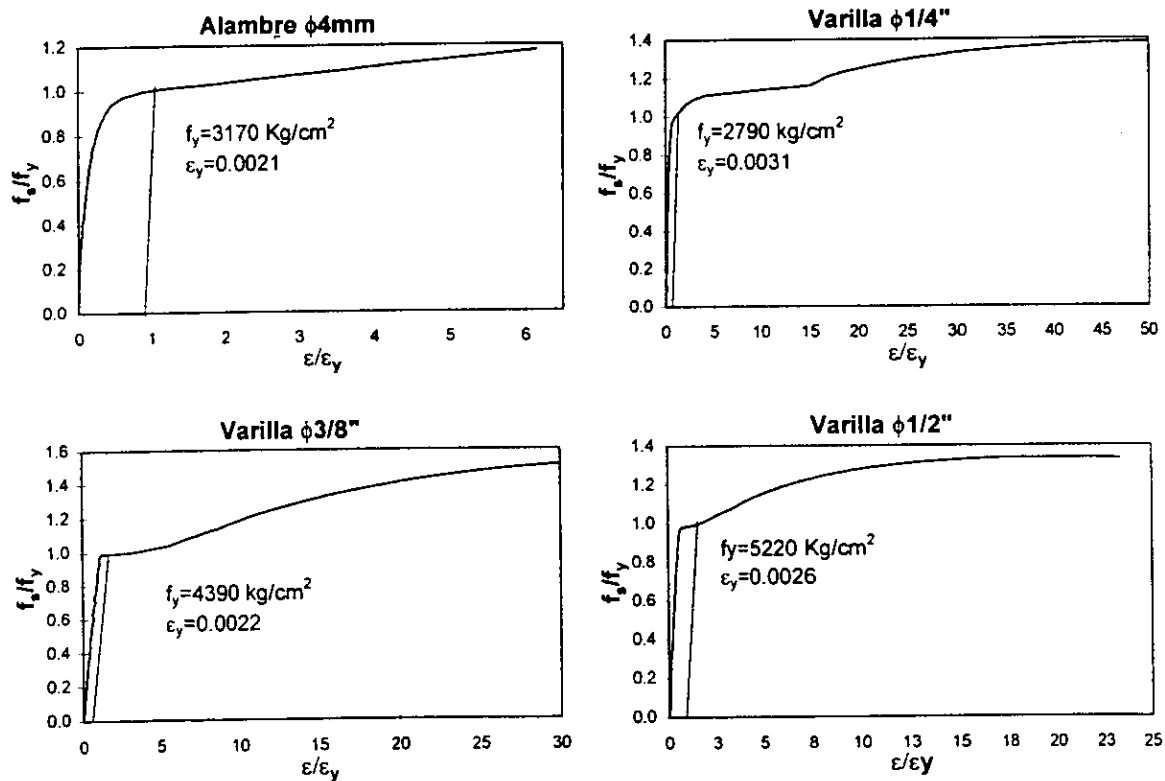
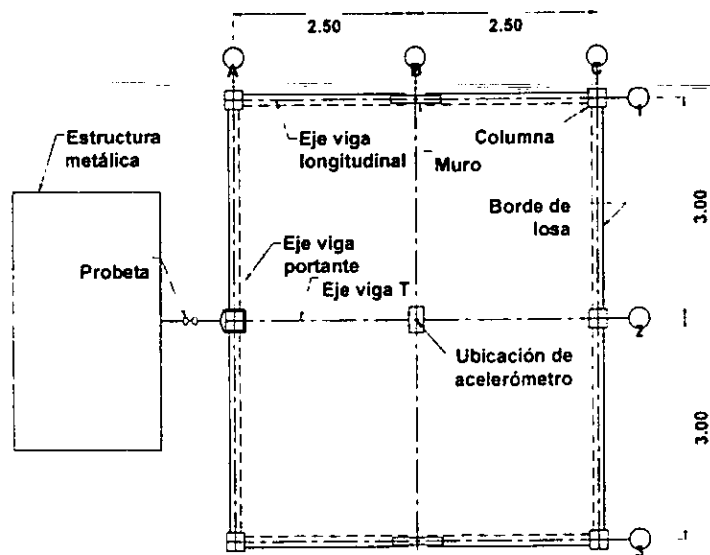


Fig. 3.5. Curva esfuerzo deformación para el acero empleado

3.3 Descripción de los ensayos

3.3.1. Ensayo de vibración ambiental y forzada

Como parte del estudio experimental, el espécimen fue sometido a vibraciones forzadas y ambientales con el objeto de medir las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico cuando se encuentra en el intervalo elástico, estos ensayos se efectuaron en la estructura con y sin la sobrecarga que se describe posteriormente. El ensayo de vibración libre consiste en desplazar la estructura de su posición original, mediante la acción de una carga lateral cuyo efecto se libera de manera súbita. Esta carga lateral se aplicó en el segundo nivel del espécimen y correspondió a un valor de 325 Kg, valor asociado al 2% de la fuerza lateral de diseño. En la fig. 3.6 se muestra el ensayo del espécimen para esta carga, la cual se aplica mediante placas metálicas que se sujetan a un cable y con una polea sin fricción se transmite a la estructura. Una vez cargada la estructura se corta la probeta y las vibraciones de la estructura son registradas en acelerómetros, uno por nivel, instalados en el centro geométrico del sistema de piso. Estos acelerómetros tienen la posibilidad de registrar señales en tres direcciones ortogonales, dos horizontales y una vertical.



a) Planta

Fig. 3.6. Configuración del ensayo de vibración forzada (dimensiones en metros)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

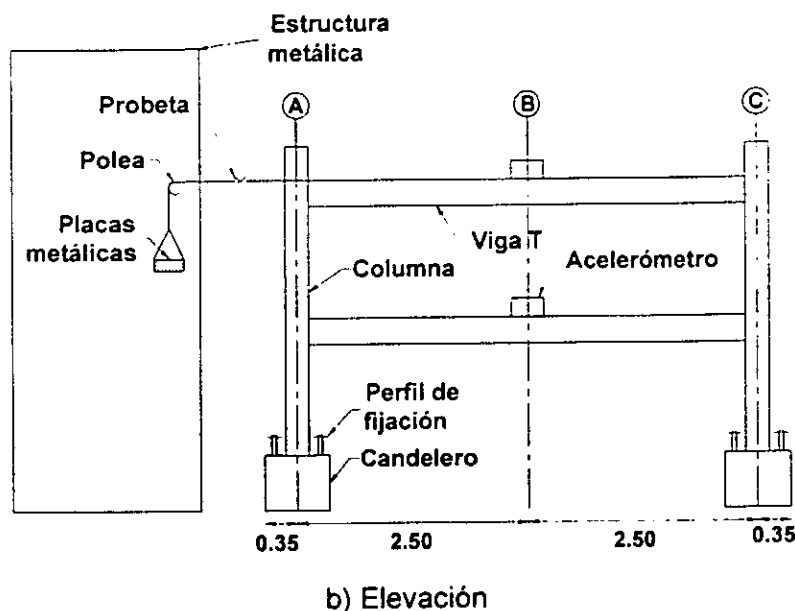


Fig. 3.6. Configuración del ensayo de vibración forzada (dimensiones en metros, continuación)

El criterio que se siguió para obtener la fracción del amortiguamiento crítico, ξ , fue a partir del método de decremento logarítmico empleando la gráfica de aceleraciones de vibración forzada, que se resume en la siguiente expresión [Clough y Penzien, 1993].

$$\xi = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \ln \left(\frac{u_i}{u_{i+1}} \right)$$

En esta expresión, u_i/u_{i+1} corresponde al cociente de desplazamientos de dos ciclos sucesivos. En esta investigación se consideró que este cociente es igual al cociente de las aceleraciones correspondientes. En la gráfica de aceleración versus el tiempo es posible calcular aproximadamente el periodo de la estructura, T , como el cociente entre un lapso de tiempo y los cruces que hace la gráfica por un eje horizontal en este lapso. Una forma un poco más precisa de determinar el periodo es con el espectro de Fourier, con lo que se obtienen las frecuencias predominantes.

El ensayo de vibración ambiental se basa en registrar mediante los acelerómetros las vibraciones que le son transmitidas a la estructura por los ruidos ambientales, sin que el modelo esté sujeto o conectado a algún elemento externo. A los registros obtenidos se les calculan los espectros de Fourier para obtener las frecuencias predominantes de vibración

de la estructura, los que se comparan con las calculadas con los ensayos de vibración forzada.

3.3.2. Ensaye ante cargas laterales cíclicas reversibles

El espécimen descrito anteriormente, fue ensayado ante cargas laterales cíclicas reversibles con el objeto de representar acciones sísmicas severas mediante el empleo de cuatro actuadores hidráulicos, dos de ± 50 ton en el primer nivel y dos de ± 100 ton en el segundo nivel del espécimen, con carreras de ± 13.0 cm. De esta forma es posible empujar la estructura en los diferentes ciclos de carga. La relación entre la carga del segundo nivel y la del primero se mantuvo constante durante el ensaye e igual a dos, lo que representa una distribución de cargas laterales triangular, especificada en los reglamentos de diseño, incluido el RCDF93. En la fig. 3.7 se muestra la disposición utilizada para la aplicación de las cargas, con la cual se logró empujar la estructura apoyando los actuadores en placas de 12.5cm fijas en el muro de reacción con peralte de 2.6m. Estos actuadores cargan al espécimen en el eje C (fig. 3.7). Cuando es necesario invertir la carga, los actuadores empujan la estructura del lado opuesto, eje A, mediante un mecanismo de dos placas de espesor 2" y cuatro barras de $\phi 1\frac{1}{4}$ " por actuador (fig.3.7).

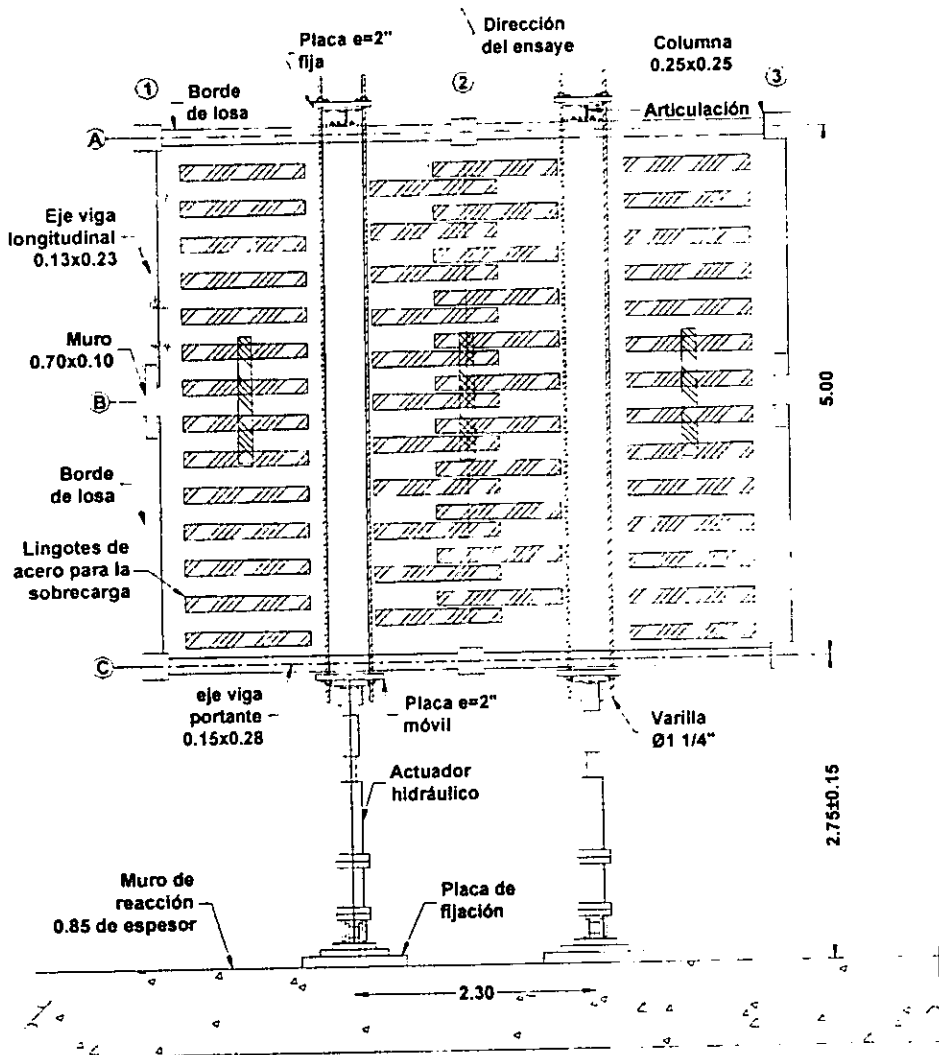
Una característica del sistema de carga lateral empleado fue la de distribuir las cargas laterales en cada nivel del espécimen, de manera que la losa y vigas rotaran libremente debido a las articulaciones suministradas (fig. 3.7b). Otra característica fue la de no transmitir tensiones en los puntos de aplicación de carga durante los diferentes ciclos, lo que permitió que la estructura no tuviera que ser reforzada por ese aspecto y que no se modificaran las propiedades de los elementos involucrados. Adicionalmente se dio una holgura de 50 mm a este mecanismo de carga para no impedir la elongación en las vigas debida a la formación de las articulaciones plásticas.

El espécimen se fijó al piso de reacción el cual tiene 3.0m de peralte y 85.0 cm de espesor en la losa, mediante viguetas de acero estructural apoyadas en los candeleros y atornilladas a éste con el fin de evitar levantamiento en la cimentación y obtener el empotramiento supuesto en el cálculo estructural. Se colocaron, además, topes en dirección del ensaye en los costados de los candeleros con lo que se impidió

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

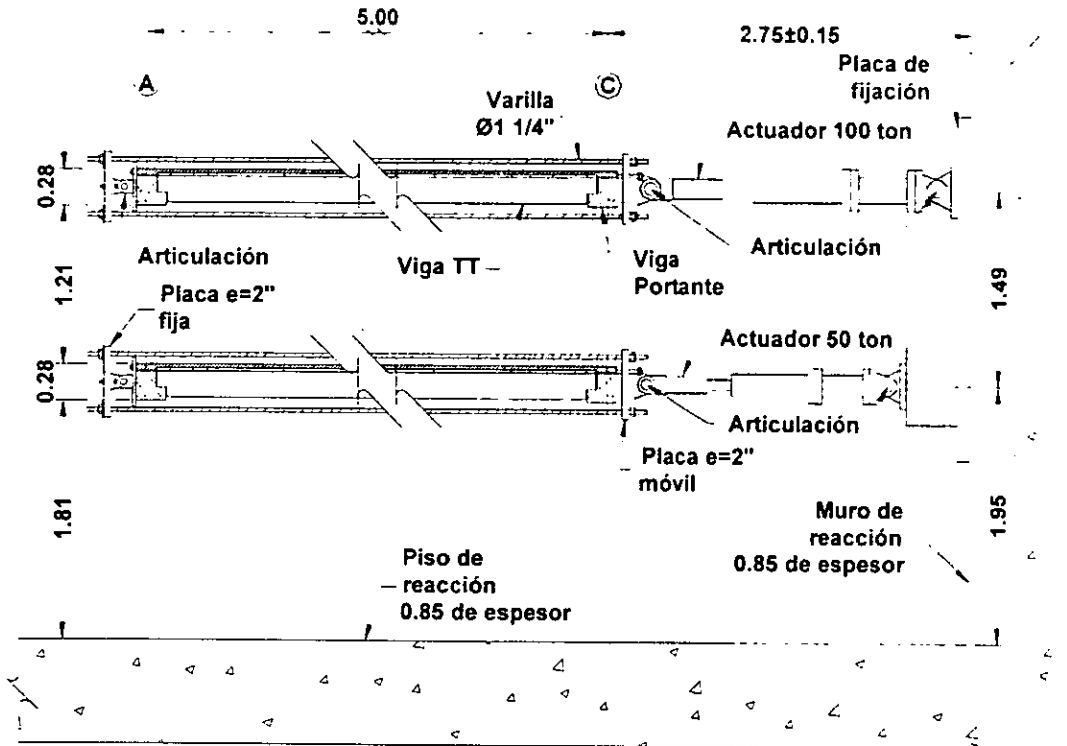
desplazamientos laterales al momento de cargar la estructura, estos detalles se muestra en la fig. 3.8.

Debido a la escala del prototipo, el valor correspondiente a carga muerta se ve afectado, además, es necesario representar en el ensayo el valor de diseño para la carga viva que especifica el RCDF93. Esto se logró empleando 53 lingotes de acero en cada nivel con un peso aproximado de 155 Kg cada uno dispuestos uniformemente como se aprecia en la fig. 3.7a. De esta forma se tiene una carga de 285 kg/m^2 que sumado al peso propio de la losa da un total de 548 kg/m^2 y un peso del espécimen, sin considerar la cimentación de 29 ton, valor que representa el 88% de la carga de servicio especificada en el RCDF93 para la combinación de carga muerta y viva cuando se considera sismo.



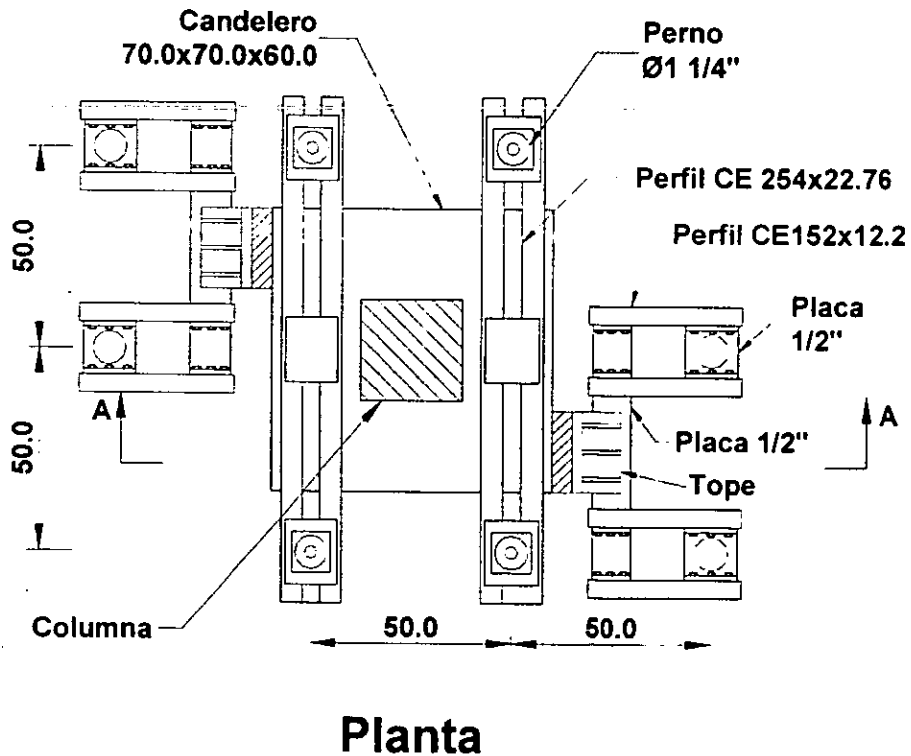
a)Planta

Fig. 3.7. Sistema de aplicación de cargas (dimensiones en metros)



b) Elevación (no se muestran columnas y muros del espécimen)

Fig. 3.7. Sistema de aplicación de cargas (dimensiones en metros, continuación)



Planta

Fig. 3.8. Detalles de fijación del espécimen. (dimensiones en centímetros)

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

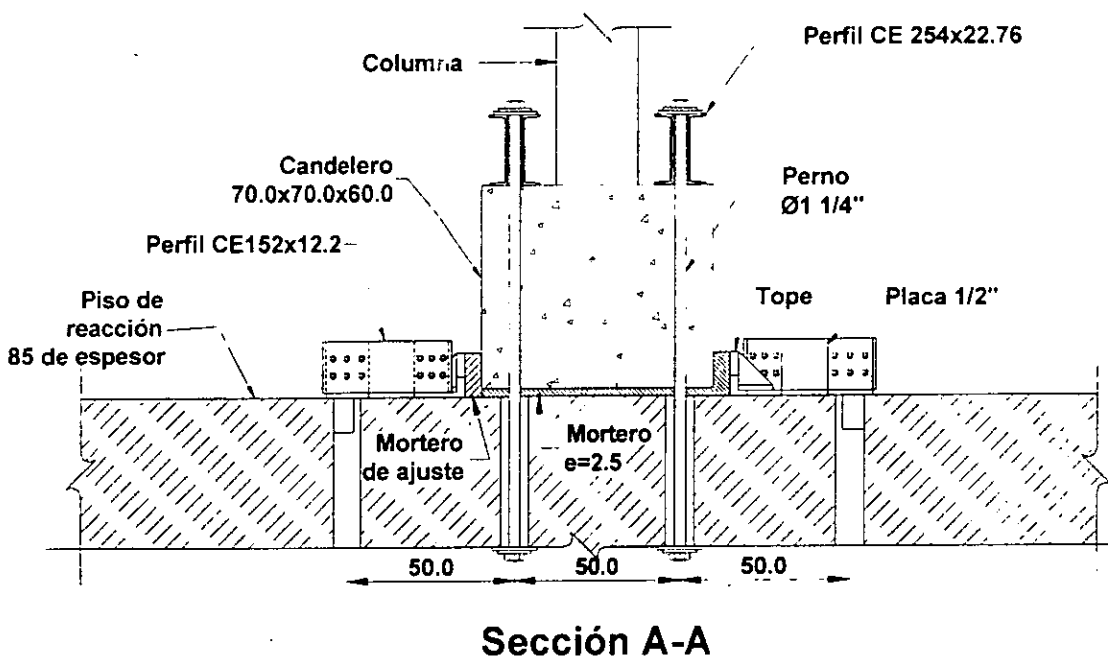


Fig. 3.8. Detalles de fijación del espécimen. (dimensiones en centímetros, continuación)

3.2.3. Historia de cargas

El procedimiento que se siguió para definir la historia de cargas laterales fue al inicio controlar el ensaye mediante la carga lateral aplicada sin sobrepasar el valor del cortante basal resistente, V_{bdf} igual a 20.2ton, que corresponde al valor de carga lateral cuando se presenta en un elemento de la estructura la primera resistencia, para cualquier elemento mecánico, calculado con base en el RCDF93 y empleando factores de reducción de resistencia iguales a 1, como se describe en detalle en el capítulo 5. En el primer ciclo de carga se aplicó un valor de $0.75 \cdot V_{bdf}$, obteniendo un desplazamiento en el segundo nivel respecto a la base que se define como $0.75 \cdot \Delta_Y$. Si se acepta un comportamiento elástico de la estructura en este nivel de carga se determina el desplazamiento de fluencia, Δ_Y , el cual fue igual a 4.5mm. Este valor se empleó posteriormente para controlar el ensaye. Los desplazamientos aplicados a la estructura fueron $0.75\Delta_Y$, Δ_Y , $2\Delta_Y$, $4\Delta_Y$, $6\Delta_Y$, $13\Delta_Y$, $20\Delta_Y$, realizando tres ciclos de carga para cada uno. En la fig. 3.9 se muestra la historia de carga aplicada al espécimen durante la prueba.

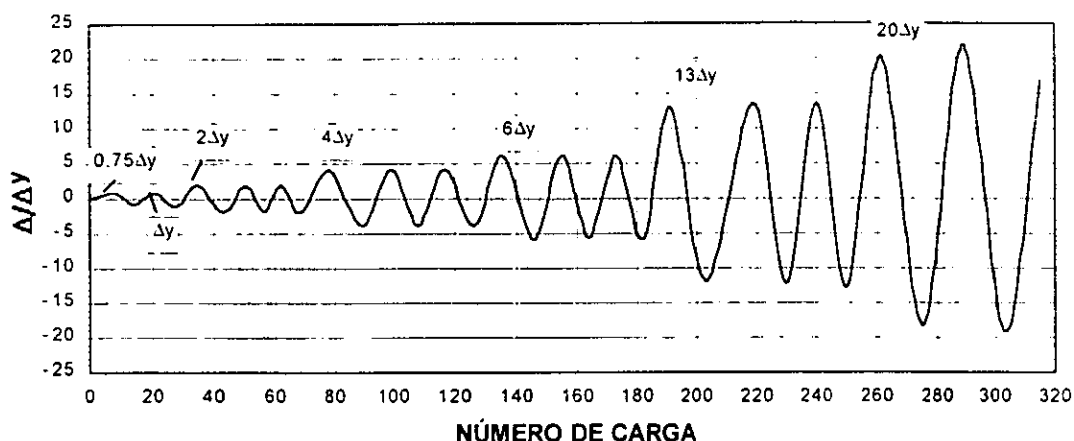
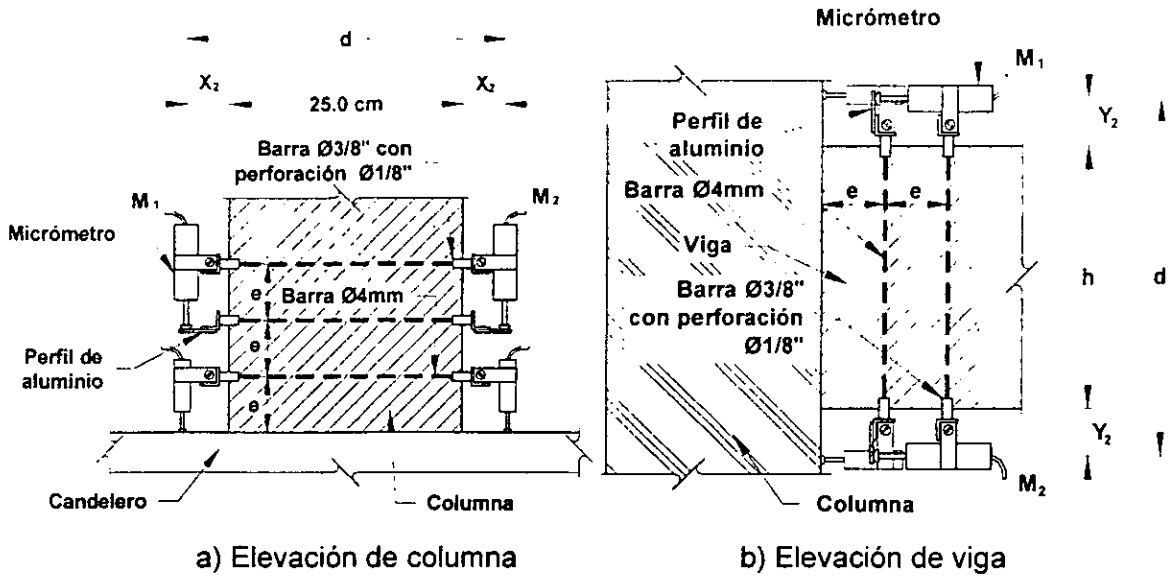


Fig. 3.9. Historia de carga aplicada en la prueba

3.2.4. Instrumentación

La instrumentación del espécimen consistió, de la necesaria para medir las cargas y desplazamientos laterales, así como de sistemas para la medición de curvaturas en 30 secciones críticas de los elementos estructurales. También se emplearon deformímetros eléctricos adheridos en secciones críticas de algunas barras del refuerzo longitudinal de vigas, muros y columnas. Para medir curvaturas se dejaron en el concreto barras embebidas de $\phi 4\text{mm}$, y en los extremos roscados de estos se atornillaron otras de $\phi 3/8"$ con una perforación roscada interior de $\phi 1/8"$, con lo cual fue posible posteriormente fijar ángulos de aluminio de $3/4"$ y a ellos un micrómetro, fig. 3.10. Con los desplazamientos registrados se calculó la curvatura de la sección como se presenta en la fig. 3.10. En la tabla 3.5 se muestran los valores de las distancias "d" y "e" mostradas en la figura anterior, los que varían de acuerdo con el instrumento instalado. La ubicación de estas secciones y micrómetros que aparecen en la tabla se muestran en las figs. 3.11c y 3.11d.

3. Descripción del espécimen y de los ensayos



M_i = Lectura del micrómetro i

$$\text{Curvatura} = (M_2 - M_1) / (e \cdot d)$$

Fig. 3.10. Detalles para medición de curvaturas

Tabla 3.5. Distancias medidas para cálculo de curvaturas

MICROMETRO	d [mm]	e [mm]
C1-1	240	69
C1-2	250	45
C1-3	385	64
C1-4	40	64
C1-5	388	56
C1-6	392	67

VL1-1	360	128
VL1-2	350	90
VL1-3	320	98

VT1-1	380	68
VT1-2	292	71

M-1	820	87
M-2	795	85

MICROMETRO	d [mm]	e [mm]
C2-1	28	66
C2-2	275	71
C2-3	370	84
C2-4	403	64
C2-5	397	58
C2-6	383	67

VL2-1	360	128
VL2-2	350	90
VL2-3	320	98

VT2-1	375	100
VT2-2	360	83

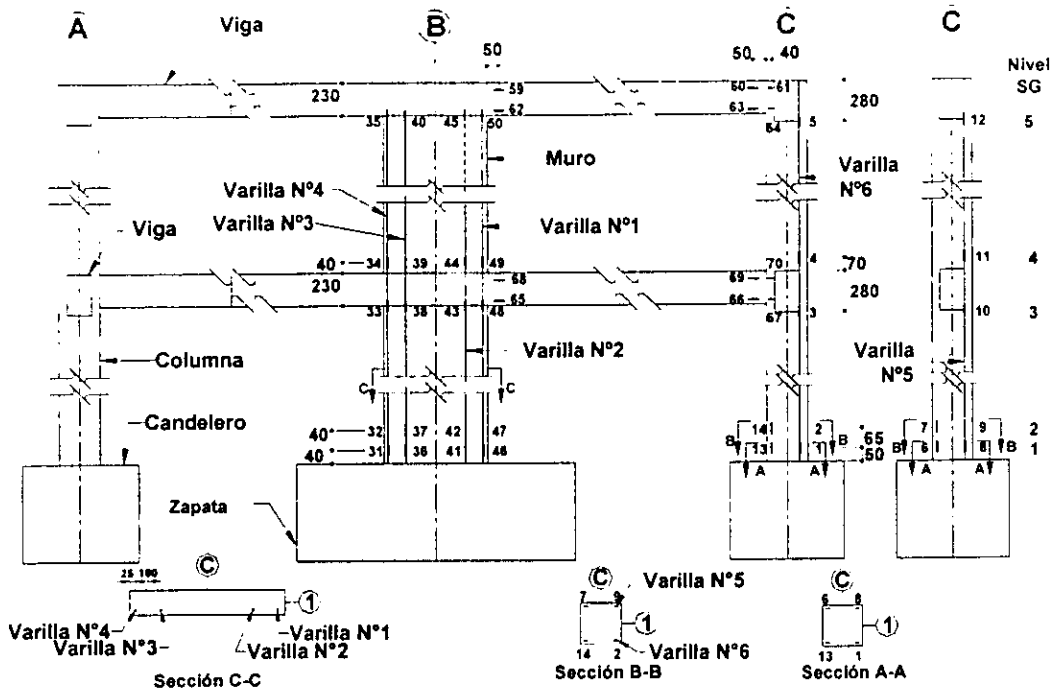
M-3	825	85
M-4	784	85

En las figs. 3.11a a 3.11d se muestran la ubicación de los instrumentos en los ejes en dirección del ensaye que midieron las deformaciones en las barras de refuerzo y los desplazamientos para el cálculo de curvaturas. La fig. 3.11e es una planta típica donde se muestra la ubicación de los micrómetros tipo 1, $\pm 100\text{mm}$, fijos en estructuras metálicas en los extremos del espécimen que registraron los desplazamientos laterales en los dos niveles y con los cuales es posible calcular adicionalmente el alargamiento del sistema de piso. La fig. 3.11f muestra detalles adicionales de estos micrómetros.

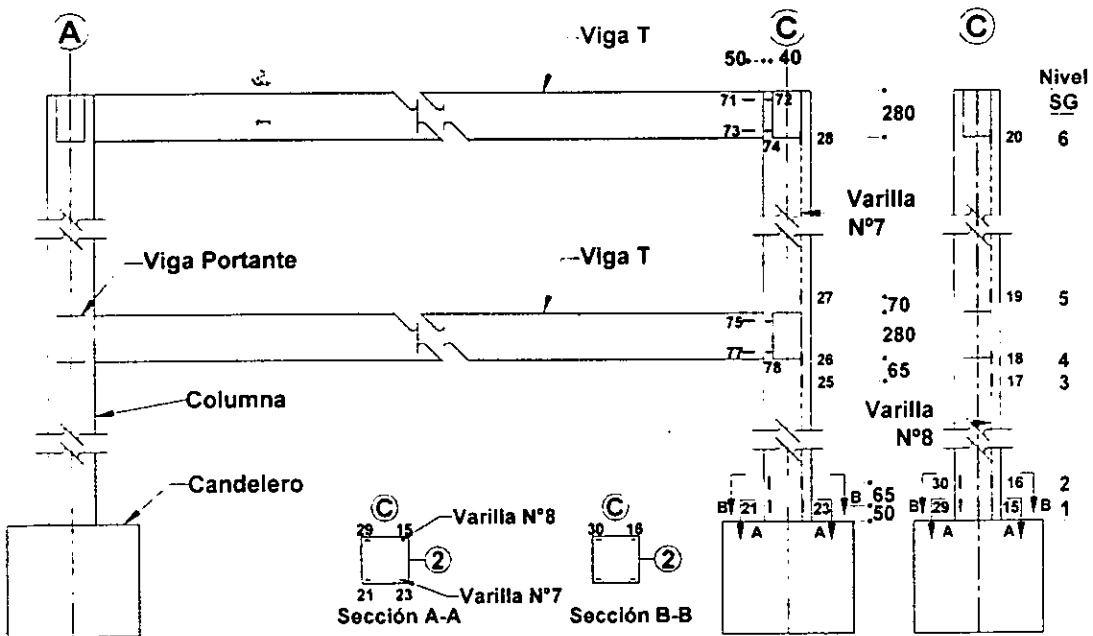
También en la fig. 3.11e se muestra la ubicación de los micrómetros tipo 2, $\pm 20\text{mm}$, empleados para medir el desplazamiento relativo entre el firme y los elementos prefabricados. La forma para medir estos desplazamientos consistió en dejar descubierta la parte superior de los prefabricados en un área de $40 \times 40 \text{ mm}^2$ para fijar allí elementos de aluminio que sirvieran de tope a los micrómetros ubicados en el firme, fig. 3.11g.

Los diferentes instrumentos de medición fueron conectados a un sistema de adquisición de datos denominado TDS, el cual permite transformar las señales de voltaje suministradas por los instrumentos a señales digitales de desplazamientos, fuerza o deformación, según sea el caso, posteriormente son almacenadas en equipos de computo conforme avanza el ensaye. El número de canales empleados fue 164, distribuidos de la siguiente forma: 4 para las celdas de carga de los actuadores, 10 para los DCDTS que miden los desplazamientos laterales de la estructura, 76 para deformímetros instalados en las barras de refuerzo y dos mas para estribos de la conexión del eje central. También se empleó de 64 canales para los micrómetros requeridos en la medición de desplazamientos para el cálculo de curvaturas y de 8 para determinar el comportamiento del sistema de piso prefabricado, fig. 3.11g.

3. Descripción del espécimen y de los ensayos

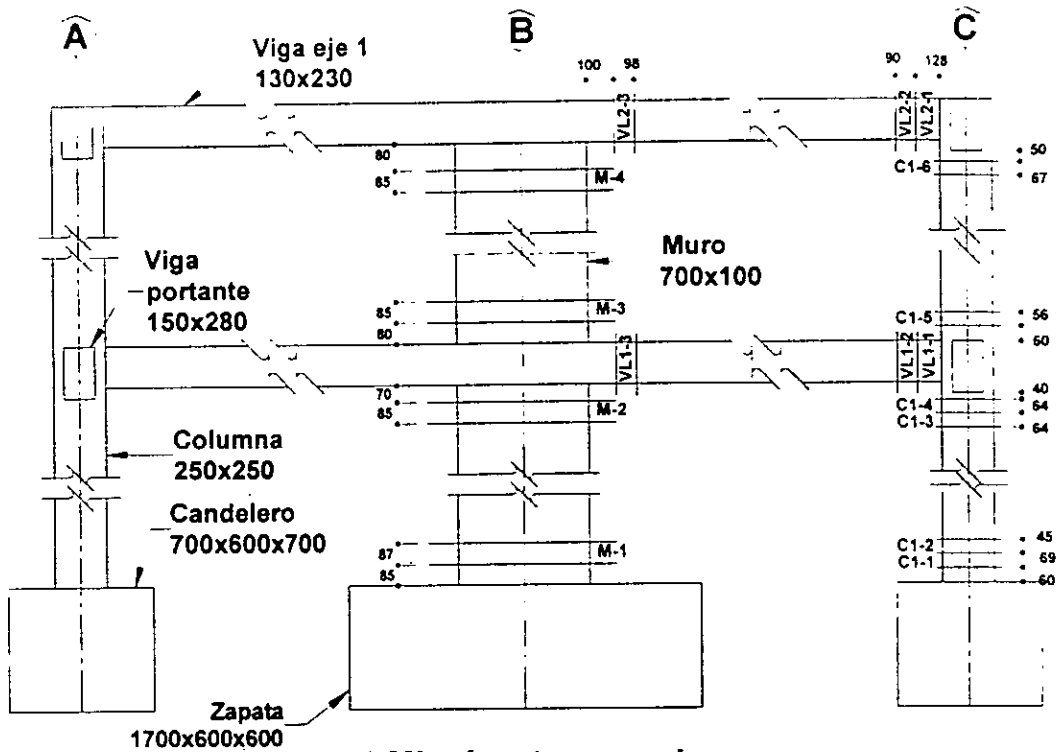


a) Deformímetros en eje con muro

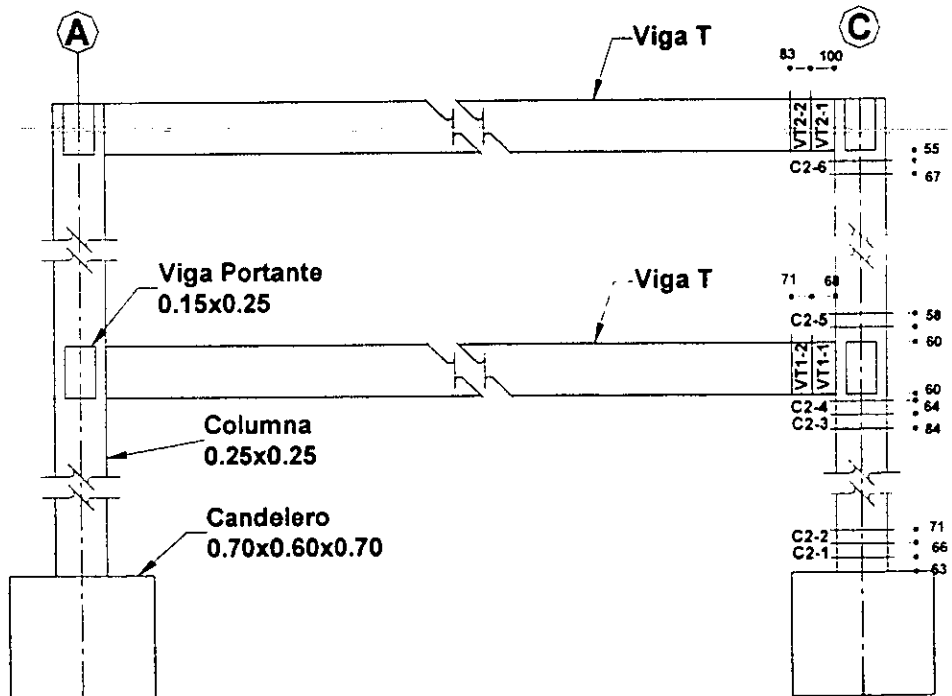


b) Deformímetros en marco, eje 2

Fig. 3.11. Instrumentación del espécimen (dimensiones en milímetros)



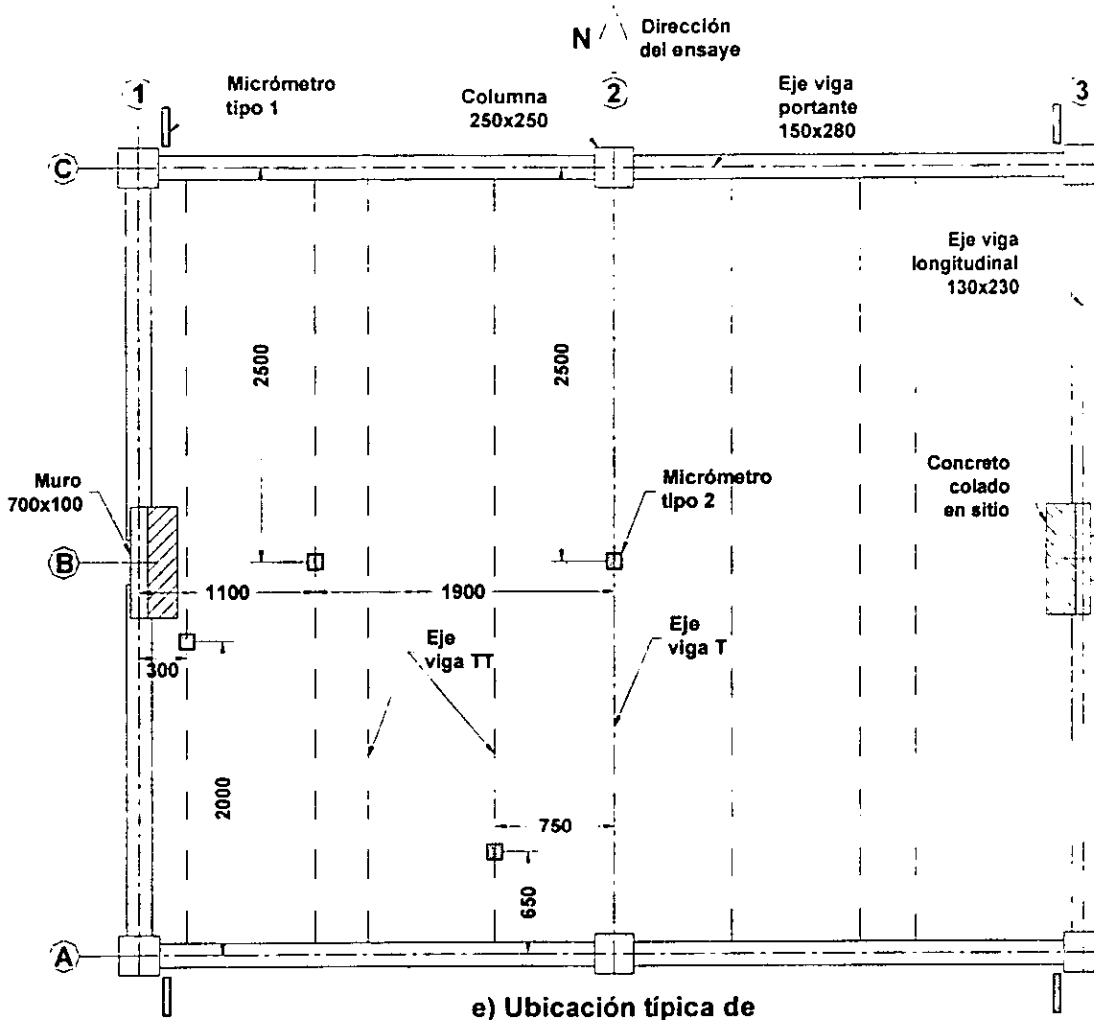
c) Micrómetros en eje con muro



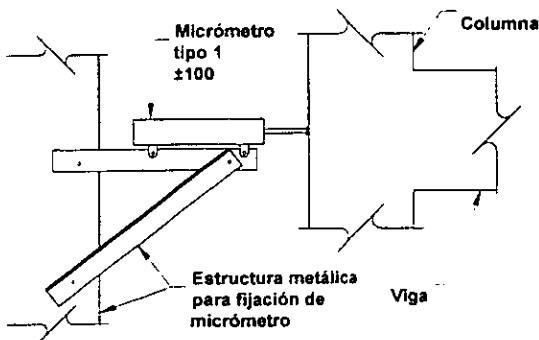
d) Micrómetros en marco, eje 2

Fig. 3.11. Instrumentación del espécimen (dimensiones en milímetros, continuación)

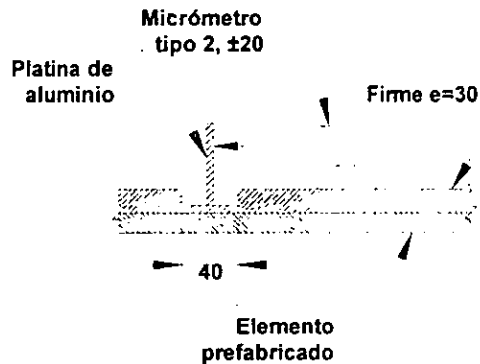
3. Descripción del espécimen y de los ensayos



e) Ubicación típica de Micrómetros en planta



f) Detalles para la medición de desplazamientos Laterales



g) Detalles para la medición la del comportamiento del firme

Fig. 3.11. Instrumentación del espécimen (dimensiones en milímetros, continuación)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

4.1. Introducción

En este capítulo se describen los resultados y el comportamiento observado en el espécimen prefabricado de concreto descrito en el capítulo anterior durante los ensayos de vibración forzada, ambiental y cargas laterales cíclicas reversibles. En el siguiente capítulo se analizan e interpretan dichos resultados.

4.2. Descripción de los sistemas de referencia para medir fuerzas y deformaciones

Como se describió en el capítulo 3, las cargas laterales se aplicaron en las trabes ubicadas en los ejes A y C del espécimen, ver fig. 3.7. Estas se consideran positivas cuando los actuadores trabajan en compresión aplicando la carga en el eje C, por lo cual los desplazamientos en esta dirección se consideran positivos. Las deformaciones en tensión del refuerzo corresponden a deformaciones positivas. En cuanto a la convención de signos de curvaturas en columnas, muros y vigas, ésta se aprecia en la fig. 4.1.

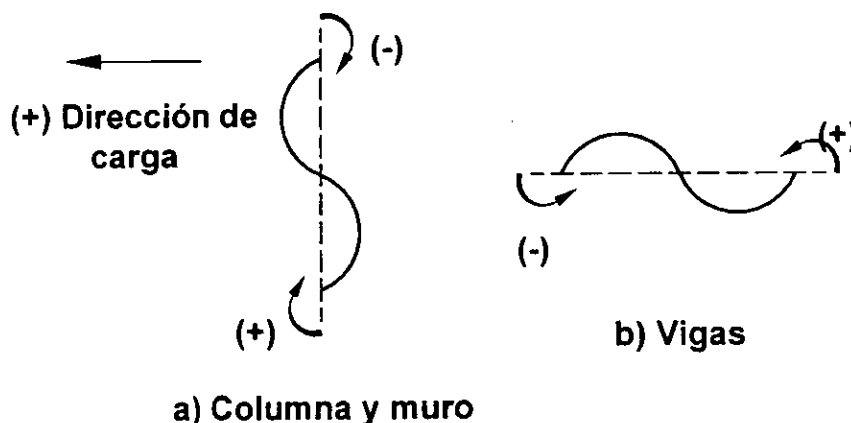
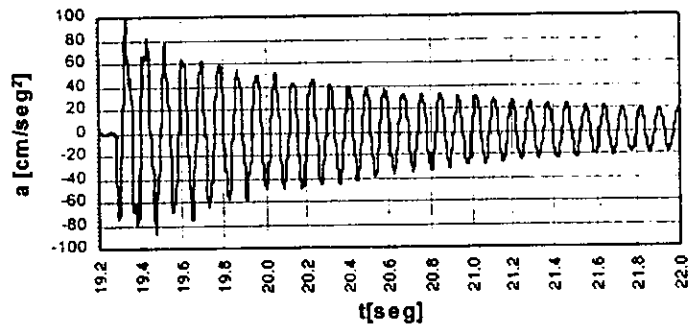


Fig. 4.1. Convención de signos de curvaturas

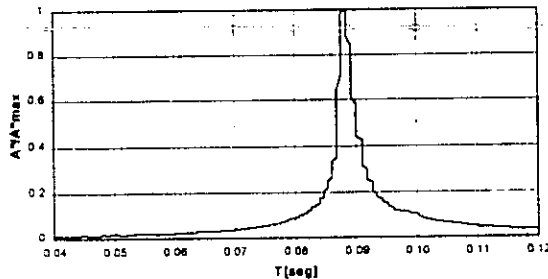
4.3. Respuesta de vibración forzada y ruido ambiental

Después de ubicar el espécimen en el piso de reacción y fijarlo mediante los perfiles metálicos, fig. 3.8, se efectuaron ensayos de vibración forzada y ambiental descritos en el

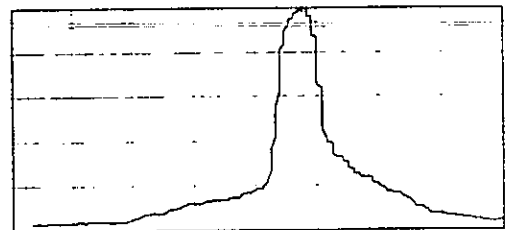
capítulo anterior. De estos ensayos se obtuvieron los resultados que se muestran en la fig. 4.2 y 4.3, para los casos de la estructura sin sobrecarga y con ésta, respectivamente. En ellas se presentan los acelerogramas y espectros de Fourier. Estos acelerogramas se obtuvieron con un acelerómetro ubicado en el nivel dos del espécimen. En la tabla 4.1 se resumen los resultados, como el periodo fundamental, obtenido del acelerograma de vibración forzada empleando la ecuación 4.1, y los espectros de Fourier. Igualmente se indica el amortiguamiento calculado con base en el criterio del decremento logarítmico, ecuación 4.2 [Clough y Penzien, 1993].



a) Acelerograma de vibración forzada



b) Espectro de Fourier para vibración forzada



c) Espectro de Fourier para vibración ambiental

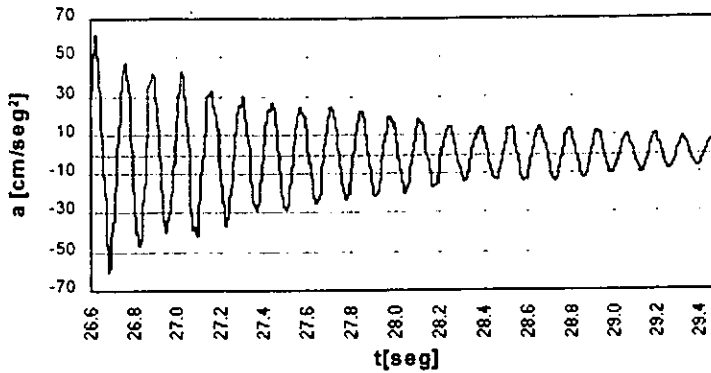
Fig. 4.2. Ensayes de vibración sin sobrecarga

$$T_{\text{acel}} = \frac{\text{Intervalo de tiempo}}{\text{Número de cruces por cero}} \dots\dots\dots(4.1)$$

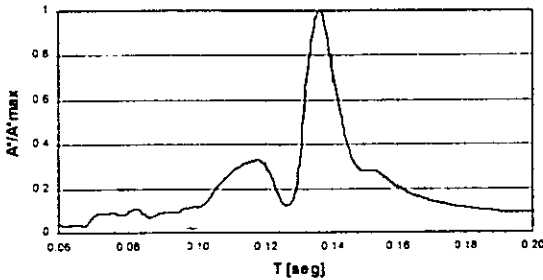
$$\xi = \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{u_i}{u_{i+1}} \right) \dots\dots\dots(4.2)$$

Donde u_i y u_{i+1} son valores máximos consecutivos del acelerograma.

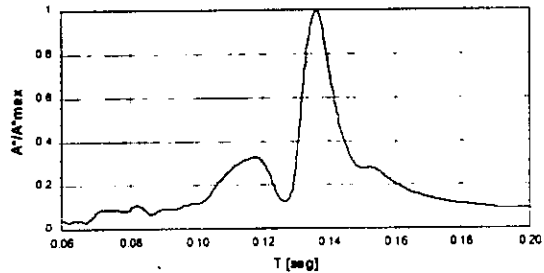
4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



a) Acelerograma de vibración forzada



b) Espectro de Fourier para vibración forzada



c) Espectro de Fourier para vibración ambiental

Fig. 4.3. Ensayes de vibración con sobrecarga

Tabla 4.1. Resultados de los ensayos de vibración

Ensaye	T_{acelerog} [seg]	T_{Amb} [seg]	ξ [%]
Sin sobrecarga	0.089	0.089	1.2
Con sobrecarga	0.135	0.136	2.0

En la tabla 4.1 se muestra un incremento en el periodo de 59% entre las condiciones del espécimen sin sobrecarga y con ésta. Este valor es de esperarse al cambiar la masa en el espécimen en un orden de dos. El periodo calculado mediante el programa ETABS considerando la condición que los nudos no son rígidos fue de 0.098 seg. Estos resultados indican que el periodo medido fue 38% mayor que el calculado, lo que implica que el modelo teórico empleado estaría sobrestimando la rigidez en cerca del 90%. Parte de esta diferencia se explica si se considera que para calcular el periodo con el programa ETABS se emplean secciones brutas y deben emplearse secciones agrietadas, porque en

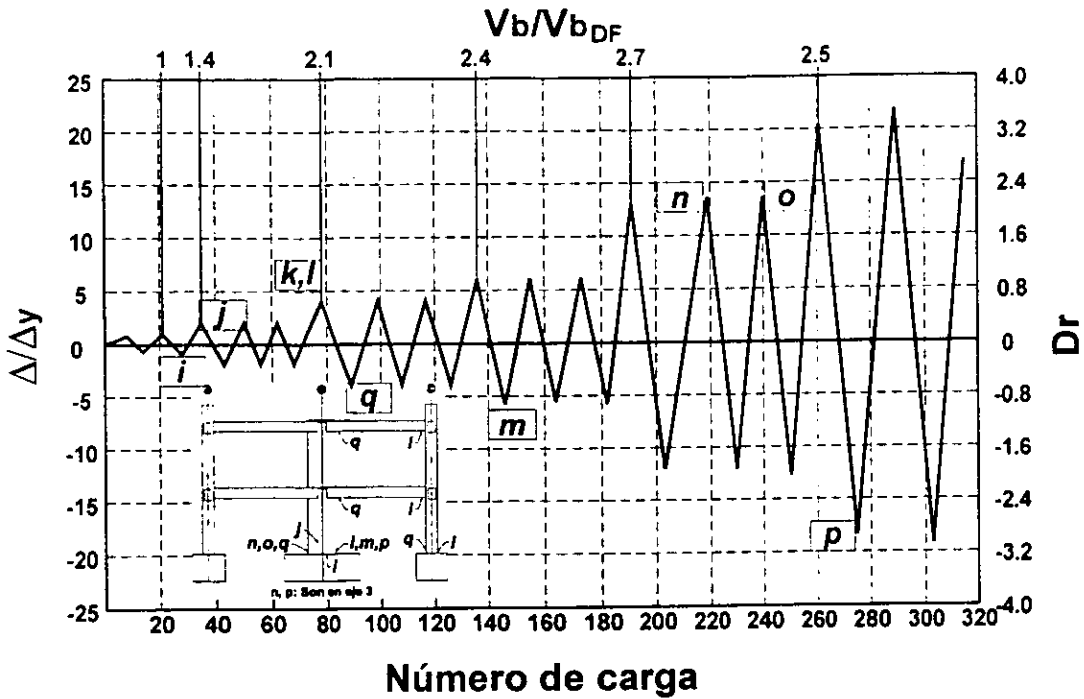
el proceso de izaje del espécimen al muro de carga se observó inicio de agrietamiento en columnas. Como se describirá en el capítulo 5, también se efectuaron análisis del tipo no lineal ante cargas laterales con el programa RUAUMOKO, el cual emplea como datos iniciales momentos de inercia bastante menores que las totales. Con este programa el periodo fundamental calculado para la condición de inicio del ensaye ante cargas laterales fue igual a 0.168 seg, valor mayor que el medido (0.135 seg), tabla 4.1. Esto se puede explicar si se considera que los marcos antes del ensaye no presentaban agrietamiento de consideración.

4.4. Respuesta observada en los ensayes del espécimen ante cargas laterales cíclicas reversibles

4.4.1. Respuesta carga desplazamiento

En la fig. 4.4 se muestra la historia de desplazamientos laterales aplicados. En ella se localizan algunos eventos relevantes observados durante el ensaye del espécimen tales como grietas, primeras fluencias del refuerzo longitudinal de muros, vigas y columnas, desprendimiento del concreto y pandeo en el refuerzo longitudinal. El punto de fluencia en el acero de refuerzo se definió con base en las características del material utilizado, mostradas en el capítulo anterior. Los valores empleados para presentar los gráficos en forma adimensional son: V_{bor} igual a 20.2 ton, que corresponde al cortante basal obtenido de diferentes condiciones de resistencia en secciones críticas del espécimen y evaluadas de acuerdo con el RDF93 y que se describen en el capítulo 5, tabla 5.2. Para los desplazamientos se empleó Δ_y igual a 4.5mm, valor del desplazamiento de fluencia descrito en el capítulo 4.

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



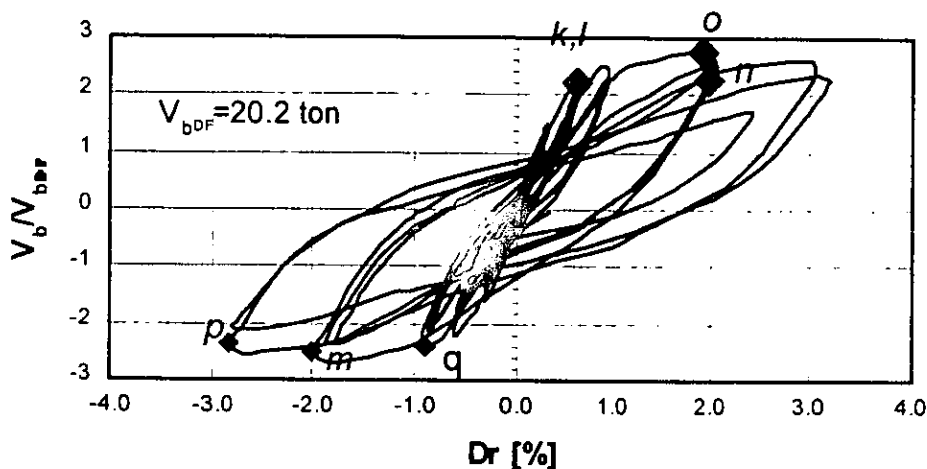
- i: Grietas horizontales en la parte inferior de los muros
- j: Grietas diagonales en el tercio inferior de los muros
- k: Se marca la junta entre el sistema de piso y muro
- l, q: Se presentan las primeras fluencias en las varillas del muro, columnas y viga longitudinal
- m: Desprendimiento del recubrimiento del muro
- n: Pandeo en barras del muro del eje 3, lado sur
- o: Pandeo en barras del muro en el eje 1 en ambos lados
- p: Pandeo en barras del lado norte en el muro del eje 3

Fig. 4.4. Eventos observados en el ensaye

En la fig. 4.5 se muestran relaciones carga lateral-desplazamiento obtenidas en el ensaye del espécimen ante cargas laterales. En la fig. 4.5a se muestran los ciclos de histéresis carga lateral-desplazamiento obtenidos durante el ensaye del espécimen, las ordenadas corresponden a los valores del cortante basal; el cual se obtiene de la suma de las fuerzas aplicadas por los actuadores hidráulicos en la estructura durante la prueba. En las abscisas se señalan los valores de la distorsión global, Dr , que se define como el cociente entre el desplazamiento del segundo nivel y la altura de éste con respecto a la base de las columnas, $h=2920\text{mm}$. En esta gráfica también se muestran los eventos relevantes observados durante el ensaye, mencionados anteriormente, los cuales influyeron notablemente en la forma de los ciclos de histéresis. Estos cambios se presentaron principalmente cuando los muros presentaron algún daño, lo que indica su importancia en

el comportamiento de la estructura. Como se muestra en la fig. 4.5a, al inicio de la fluencia del refuerzo en el muro la estructura sufre grandes desplazamientos laterales y se presentan ciclos más amplios, es decir incrementos importantes de disipación de energía.

En la fig. 4.5b se muestra una envolvente de la distorsión de entrepiso, dr , medida en los dos niveles de la estructura respecto a la carga aplicada. Se observa que los dos niveles presentaron una distorsión similar y se alcanzó un valor máximo de 3%. Estos resultados indican una configuración de desplazamientos laterales en la estructura que se puede considerar típica de los casos donde predomina la respuesta de muros estructurales.

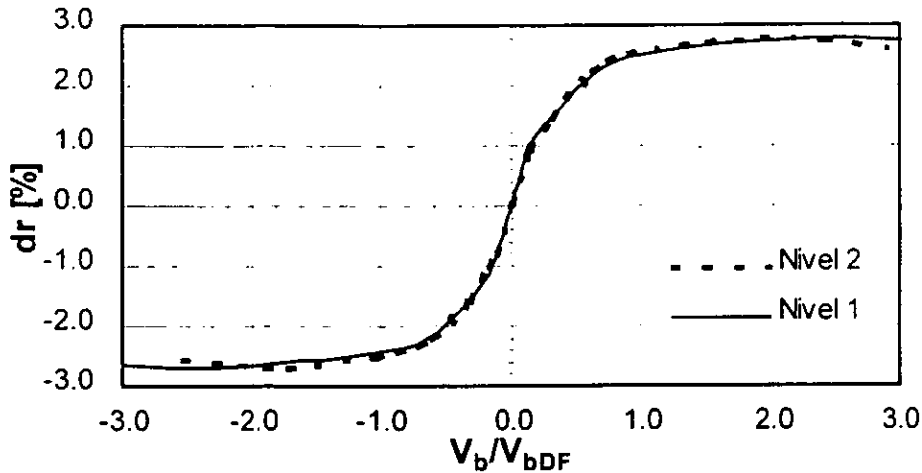


- k: Se marca la junta entre el sistema de piso y muro
- l,q: Primeras fluencias en las varillas del muro, columnas y viga longitudinal
- m: Desprendimiento del recubrimiento del muro
- n: Pandeo en barras del muro del eje 3, costado sur
- o: Pandeo en barras del muro en el eje 1 en ambos costados
- p: Pandeo en barras del lado norte en el muro del eje 3

a) Ciclos de carga lateral-desplazamiento

Fig. 4.5. Relaciones cortante basal-desplazamiento lateral medidos en el espécimen

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



b) Distorsiones de entrepiso

Fig. 4.5. Relaciones cortante basal-desplazamiento lateral medidos en el espécimen (continuación)

El valor máximo del cortante basal alcanzado en el ensayo fue 56.0 ton, $V_b/V_{bDF}=2.8$, para una distorsión global, D_r , de 2.0%. El desplazamiento máximo obtenido en el espécimen fue 98.4mm en el segundo nivel, así como los siguientes valores, D_r igual a 3.4% y V_b de 47.1 ton, que corresponde a la relación, V_b/V_{bDF} , igual a 2.3. Estos valores se obtuvieron en el último ciclo de carga antes de detener el ensayo. Este valor del cortante basal es 16% menor que el máximo obtenido, disminución en la resistencia que se debe principalmente a los daños sufridos en la base de los muros, así como en la unión del sistema de piso con éstos.

4.4.2. Características relevantes observadas en el ensayo del espécimen

A continuación se describen y comentan algunas de las características relevantes observadas en el ensayo del espécimen, las que se relacionan con el número de aplicación de carga.

Ciclo entre cargas 8-14

En este ciclo se aplicó al espécimen una carga máxima de $0.75V_{bDF}$, igual a 16.4 ton. Se observaron algunas grietas en las juntas frías entre la viga longitudinal y el muro, así

como en algunas de las conexiones entre vigas y columnas. Las lecturas en los deformímetros eléctricos ubicados en el refuerzo principal de los diversos elementos prefabricados presentaron niveles inferiores al valor de fluencia, con valores máximos medidos en los muros, cercanos a $0.4 \cdot \epsilon_y$.

Ciclo entre cargas 21-28

Este ciclo corresponde a un cortante basal máximo aproximadamente igual a V_{bof} , es decir 20.2 ton, y un valor de Δy en el segundo nivel igual a 4.5mm, ($D_r=0.15\%$). Se observaron grietas horizontales (por flexión) en los bordes inferiores del muro. No se observaron mayores cambios con respecto al ciclo anterior. Los deformímetros eléctricos no indicaron fluencia del refuerzo.

Ciclos entre cargas 35-43, 50-56 y 62-68

En estos ciclos se llegó a un desplazamiento lateral máximo en el segundo nivel igual a $2\Delta y$, correspondiente a 9.0mm, ($D_r=0.3\%$). El ensaye se empezó a controlar con los desplazamientos del nivel dos. Se observó un incremento en el número de grietas, principalmente en el tercio inferior de los muros. Los valores de deformación registrados en el refuerzo fueron menores que los de fluencia, observándose para el muro deformaciones máximas en el refuerzo longitudinal aproximadamente iguales a $0.9 \cdot \epsilon_y$.

Ciclos entre cargas 78-89, 99-108 y 117-126

En estos ciclos se llegó al valor de $4\Delta y$, igual a 18.0mm, ($D_r=0.60\%$). Se observó que el tamaño de las grietas existentes aumentaron. Además, se observó grietas por flexión en la viga longitudinal vecina al muro, así como en el piso desde el punto de aplicación de la carga con dirección a los muros. En la zona donde se unen el sistema de piso y el muro se observa un ancho de grieta aproximadamente de 3mm. En estos ciclos, principalmente entre los números de carga 75 y 76, se registró en los deformímetros la fluencia en las barras de refuerzo longitudinal del muro y posteriormente en elementos estructurales como columnas y vigas del eje 1.

Ciclos entre cargas 136-146, 155-164 y 173-182.

En estos ciclos se alcanza el valor $6\Delta y$, correspondiente a 27mm, ($D_r=0.93\%$). Se observó incremento del agrietamiento en la zona donde se une el sistema de piso con el muro, con

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

un ancho aproximado de 8mm. Los deformímetros en la viga T (eje central) registran valores de deformación cercanos a la fluencia en el número de carga 145.

Ciclos entre cargas 191-203, 219-230 y 240-250.

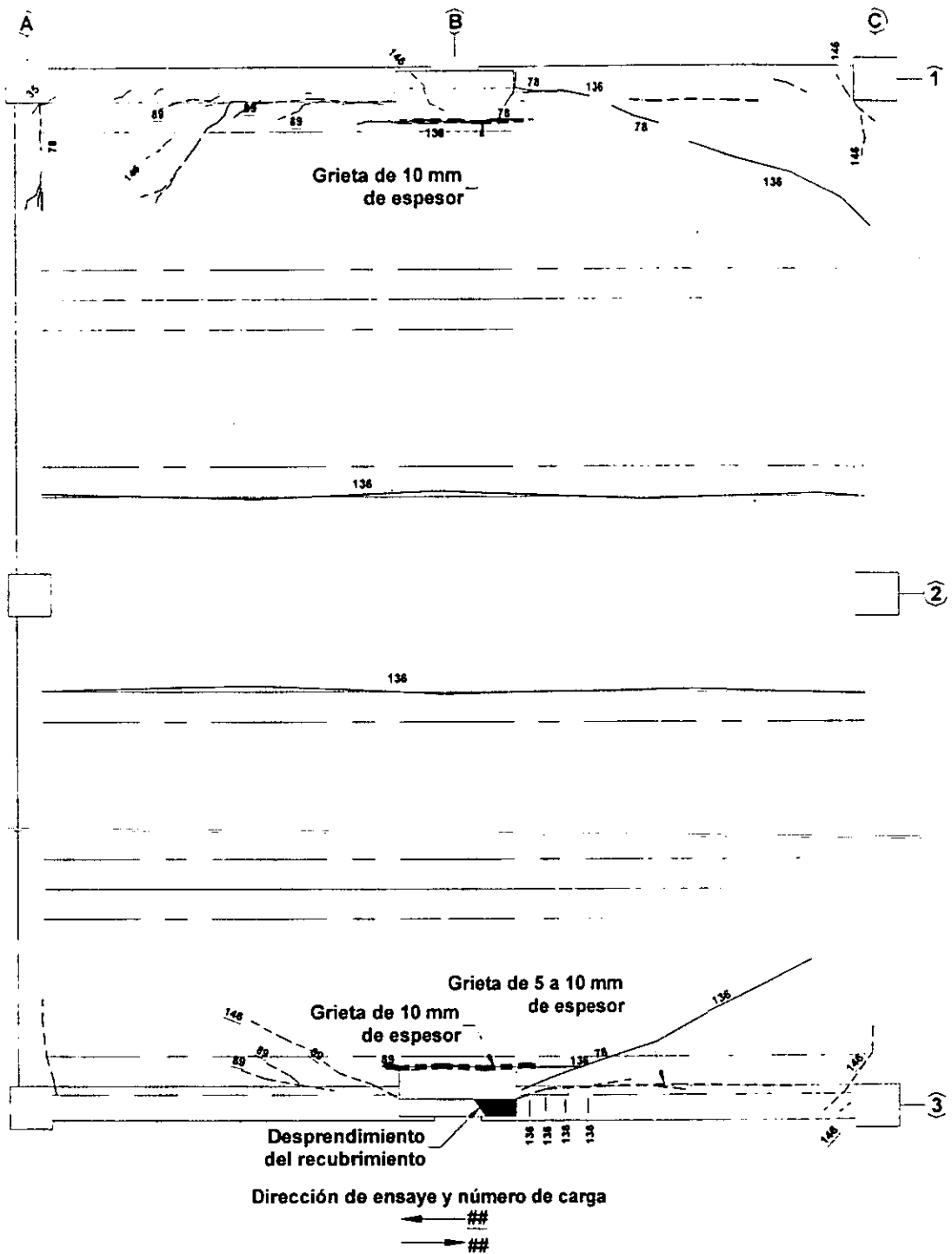
En estos ciclos se llega aproximadamente a un valor de desplazamiento máximo de $13\Delta y$, es decir 60mm, ($D_r=2.03\%$). Los desplazamientos en la estructura aumentan considerablemente con pequeños incrementos en la carga aplicada por lo que el ensaye fue más difícil de controlar debido a los daños existentes en la estructura. En el número de carga 191 se observó desprendimiento del recubrimiento del muro del eje 1, posteriormente se inicia el pandeo en las barras de refuerzo de este muro. La junta de construcción de la columna A3 en el entrepiso dos (ventana), presentó un movimiento en la dirección de la carga lateral aplicada, aproximadamente de 2mm. En estos ciclos de carga la mayor parte de los deformímetros eléctricos, ubicados en zonas críticas cercanas a la cimentación y en uniones viga columna registran valores de fluencia del refuerzo. En estos ciclos se obtiene el máximo cortante V_b , igual a 56.0 ton, ($V_b/V_{bDF}=2.76$).

Ciclos entre cargas 261-275, 289-303 y 315

El desplazamiento en el segundo nivel es $20\Delta y$ es decir 90mm, ($D_r=3.0\%$). Se observó que el sistema de piso se separa notablemente del muro, aproximadamente 15mm, y se observó que el muro se sale de su plano. Se realiza un ciclo de repetición, además el refuerzo del firme de la losa se rompe principalmente en la zona de unión con el muro y con la viga longitudinal. Debido a la severidad de los daños en el espécimen se suspende el ensaye.

En las figs. 4.6a a 4.6d se muestran los agrietamientos presentados en la parte superior e inferior del sistema de piso de cada nivel. En ellas se observa que los mayores daños se ubican en los ejes laterales donde se localizan los muros.

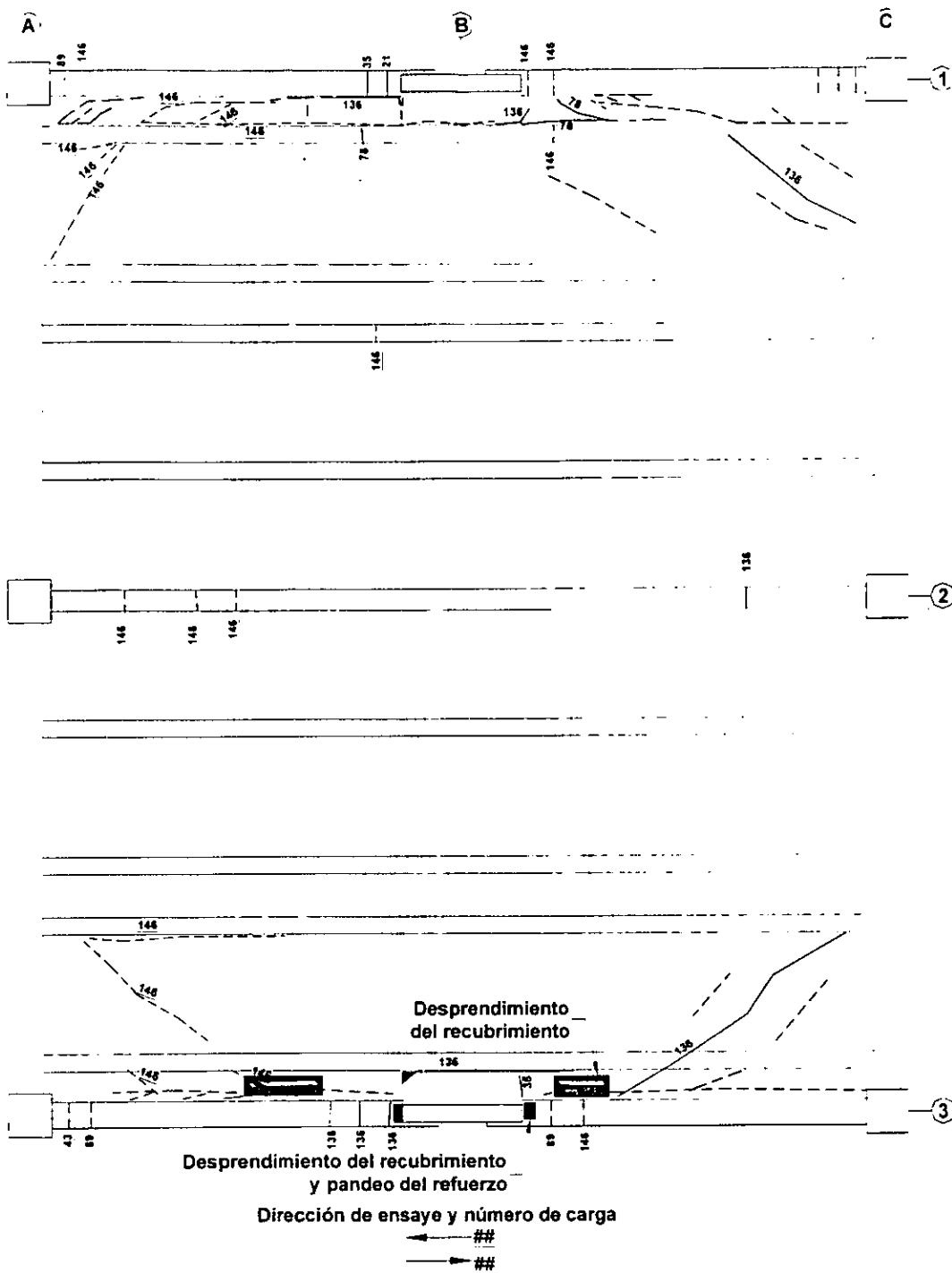
En las figuras 4.6e y 4.6f se muestran agrietamientos en las elevaciones de los ejes 1 y 2 respectivamente. Se observa que los mayores daños ocurren en la base del muro. El agrietamiento sufrido en las vigas corresponde a la formación de articulaciones plásticas. Las conexiones entre los diferentes elementos no presentaron mayores agrietamientos ni daños de consideración, salvo entre el sistema de piso y el muro en donde se presentó fractura de la malla de refuerzo en el firme y pérdida de concreto.



c) Vista Superior losa Nivel 2

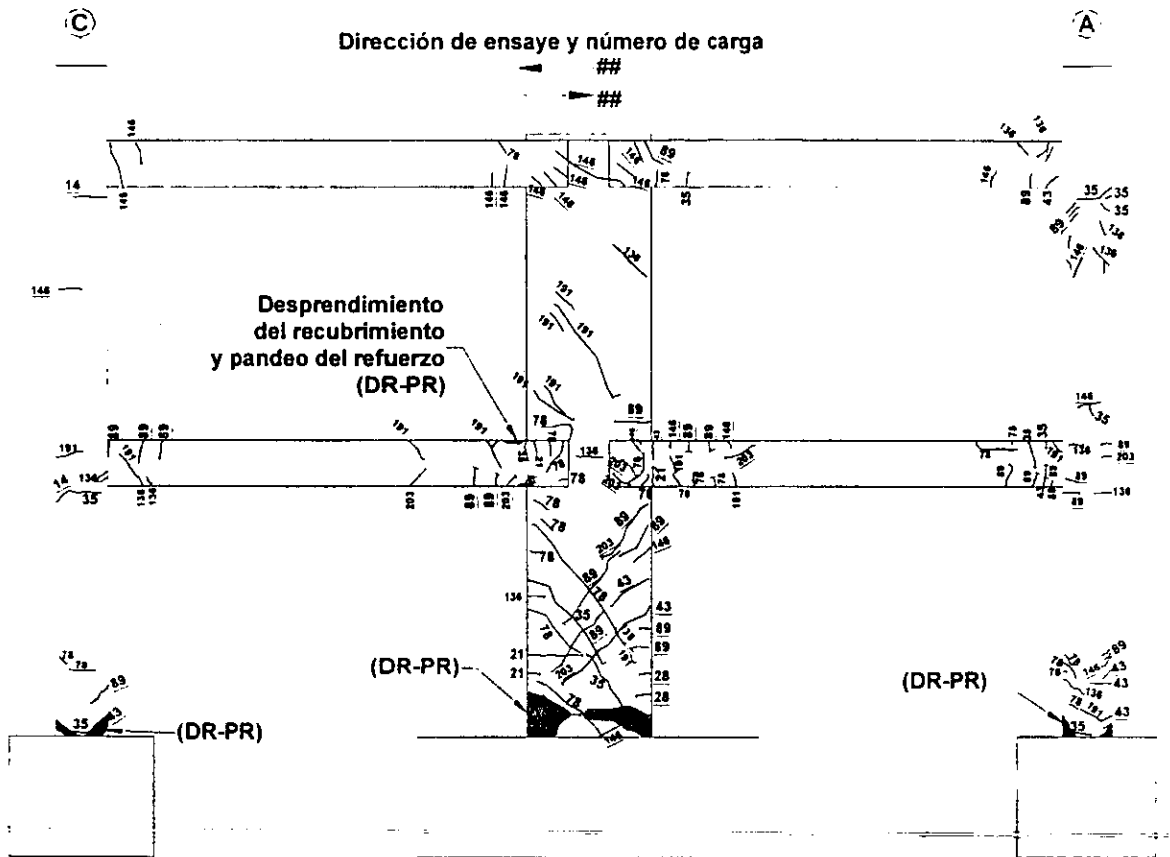
Fig. 4.6. Agrietamientos al finalizar el ensayo (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



d) Vista inferior losa Nivel 2

Fig. 4.6. Agrietamientos al finalizar el ensaye (continuación)

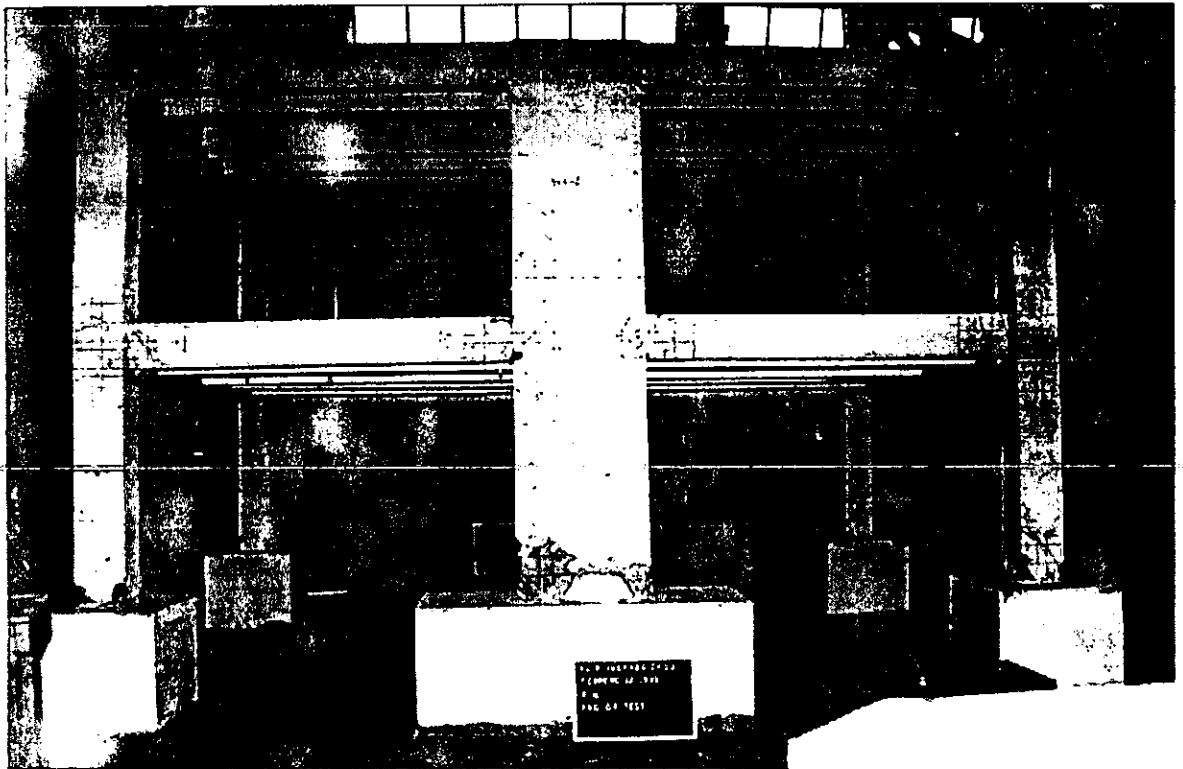


e) Elevación eje con muro

Fig. 4.6. Agrietamientos al finalizar el ensaye (continuación)

observaron en los ciclos de carga correspondientes al inicio del deterioro de la capacidad resistente del muro.

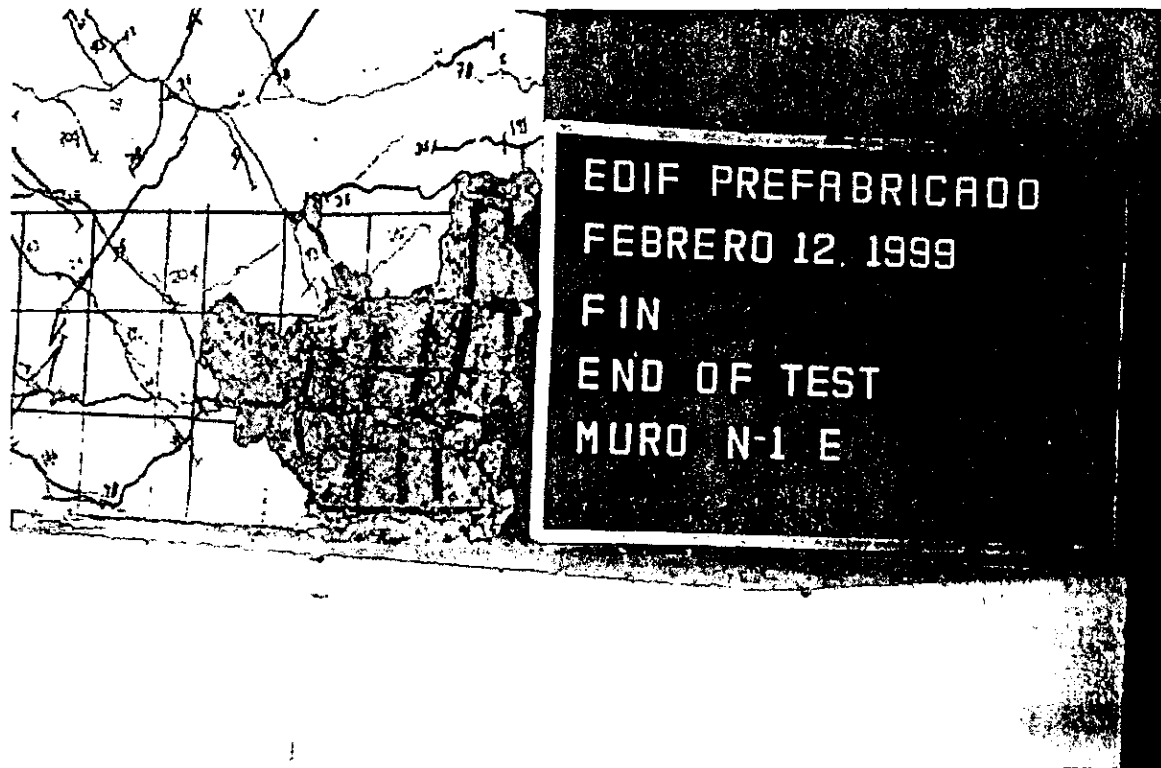
En las figuras 4.7i a 4.7k se muestra el agrietamiento sufrido en la zona de conexión del sistema de piso y el muro. Estos daños, así como los observados en la base del muro, provocaron el inicio de la inestabilidad de la estructura para los ciclos de carga aplicados después de alcanzar el cortante máximo. Se observó que los muros se salían de su plano y se separaban de la losa, lo que provocó la fractura en la malla de refuerzo colocada en el firme y que se presentara la fractura entre el nervio de la viga doble T y la zona colada en sitio, (fig. 4.7k).



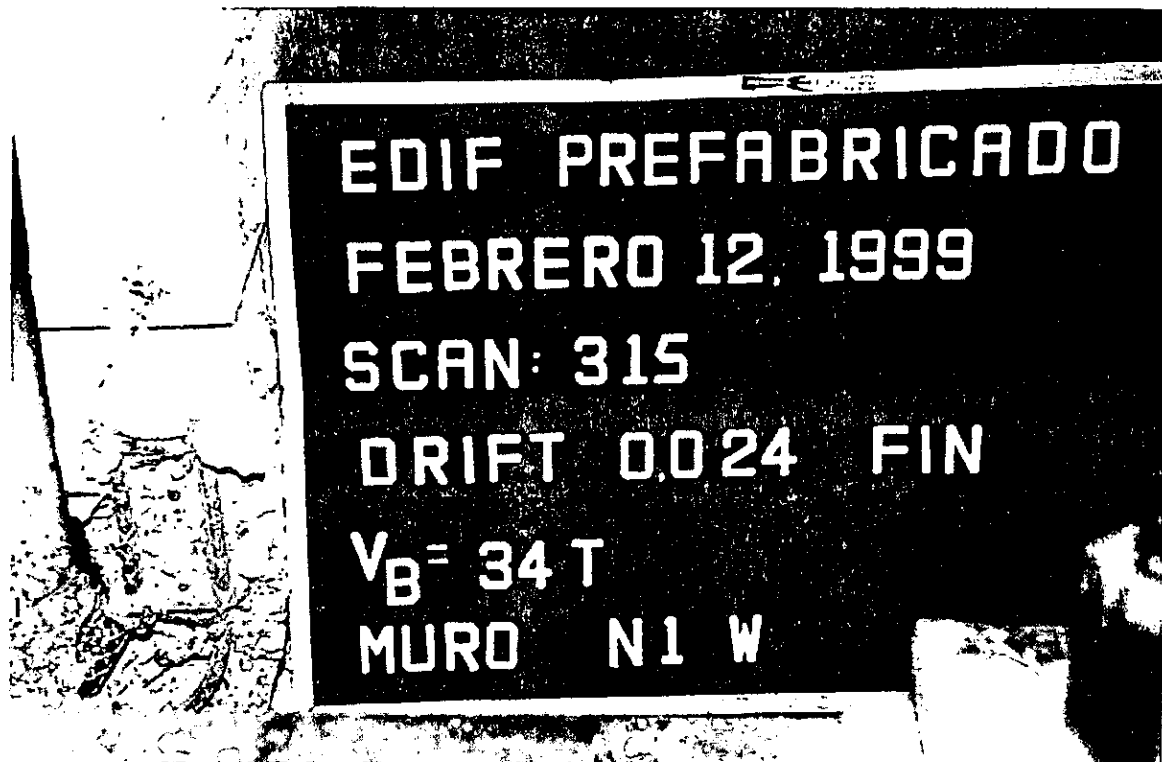
a) Vista general lado oeste

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

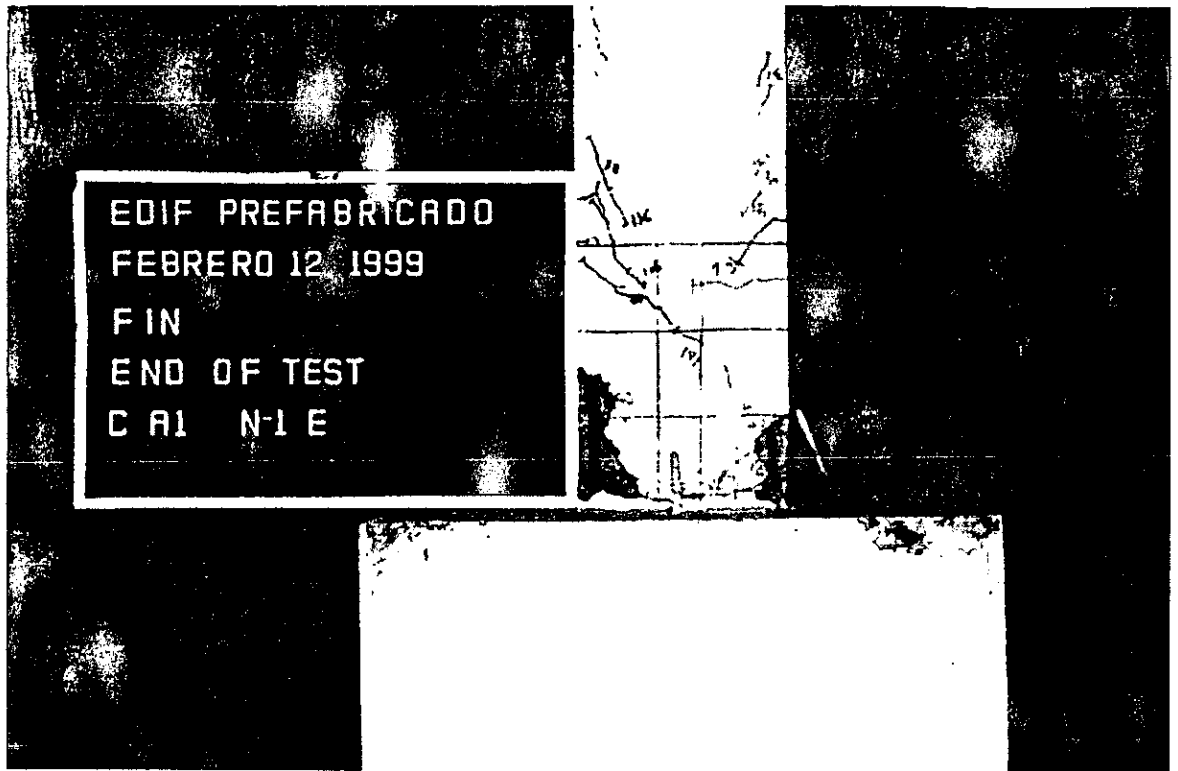


b) Vista lateral en al base del muro eje 1

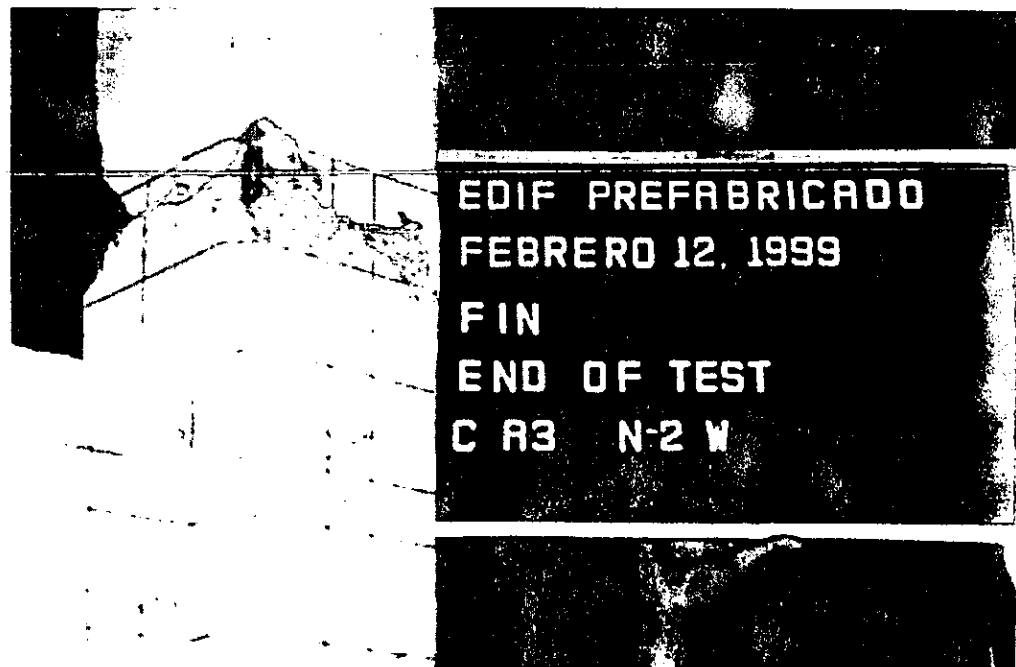


c) Vista frontal en la base del muro eje 3, costado sur

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)

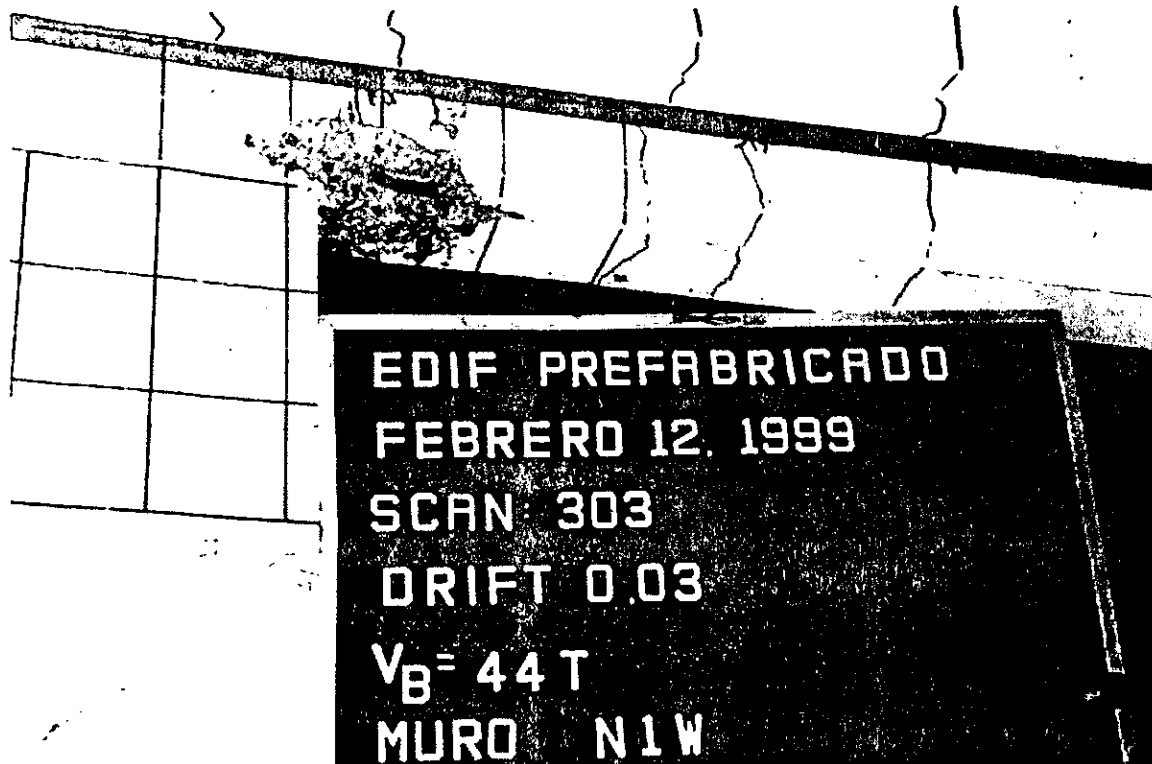


d) Base de columna A-1



e) Conexión nivel 1. Intersección ejes A y 3.

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)

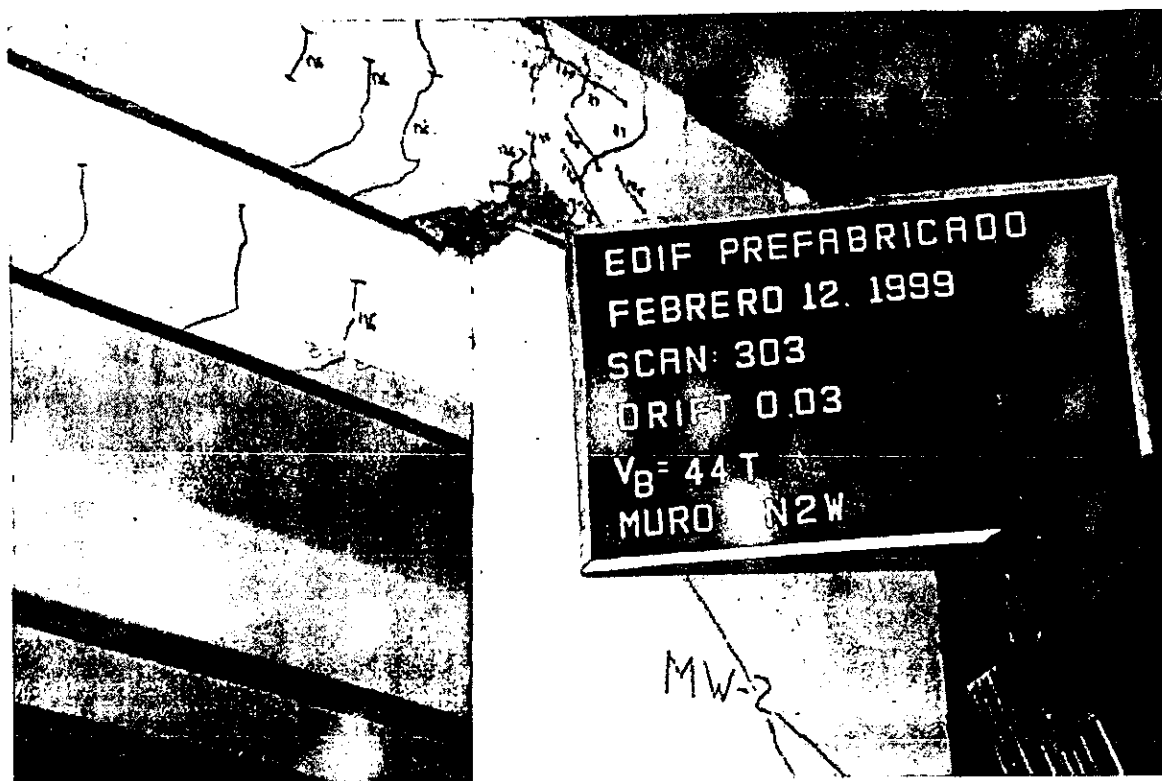


f) Vista interior viga eje 3 en muro, nivel 1



g) Vista exterior viga eje 3 en muro, nivel 1

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)



h) Vista exterior viga eje 3 en muro, nivel 2



i) Zona de unión del sistema de piso con muro, vista superior nivel 1, eje 1

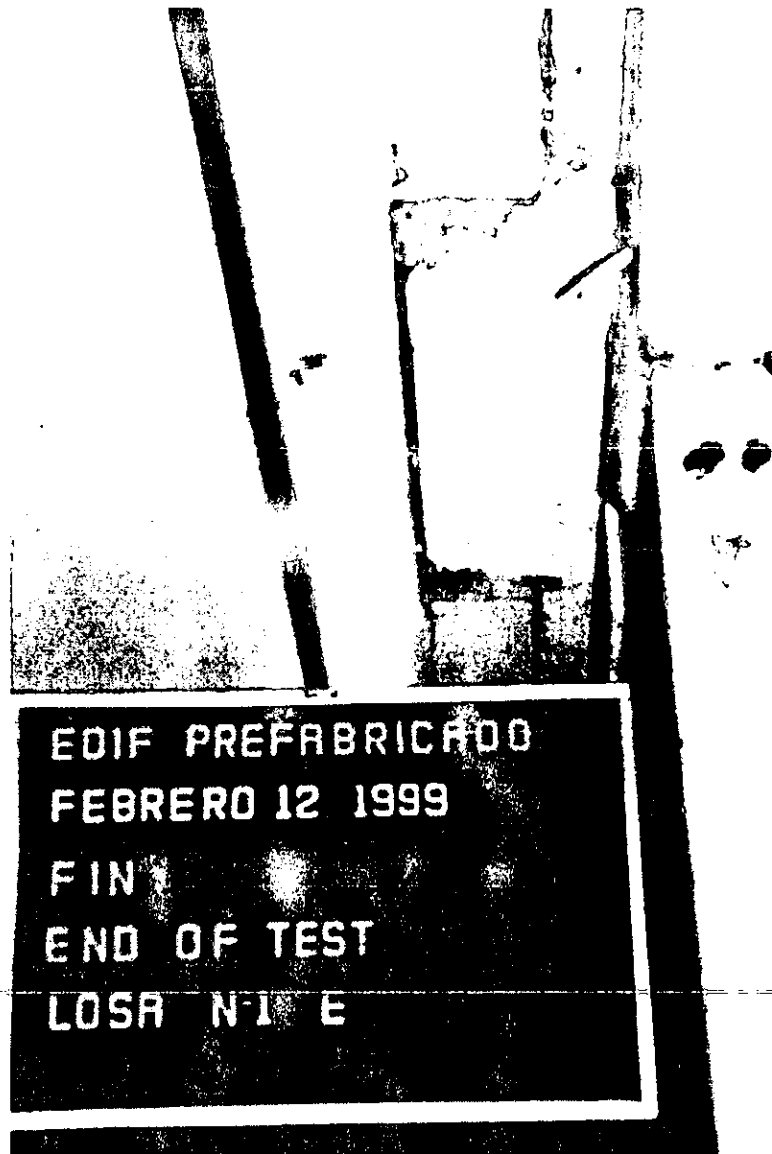
Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



j) Zona de unión del sistema de piso con muro, vista superior nivel 2, eje 3

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)



k) Zona de unión del sistema de piso con muro, vista inferior nivel 1, eje 1

Fig. 4.7. Estado del espécimen al final del ensaye (continuación)

4.5. Deformaciones medidas en varillas de refuerzo longitudinal

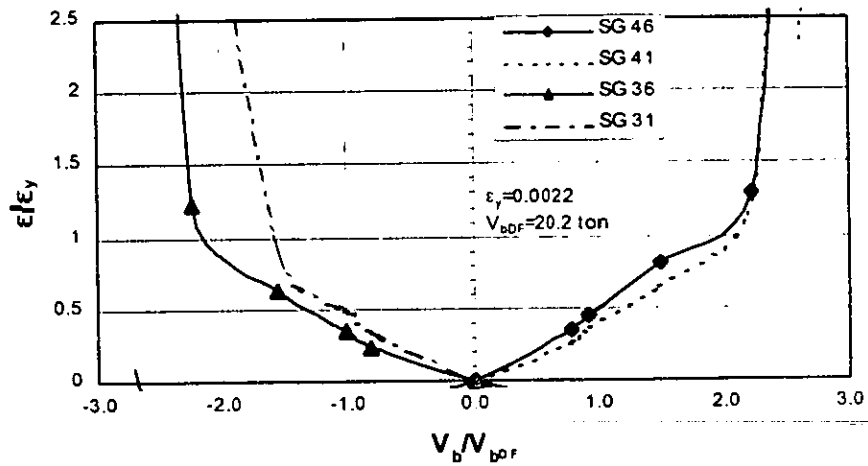
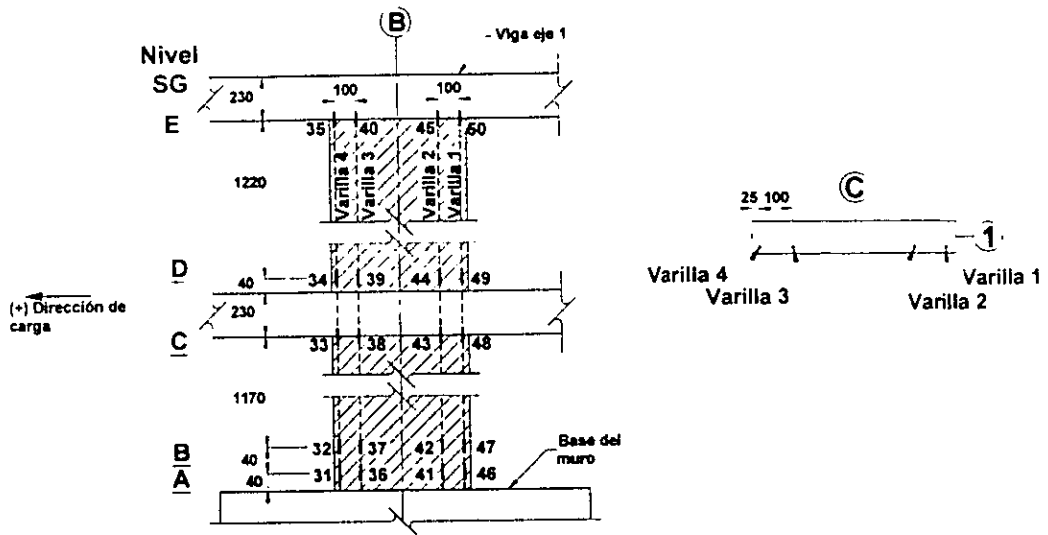
4.5.1. Varillas de refuerzo en el muro

Con el objeto de conocer la distribución de demanda de momentos flexionantes ante cargas laterales en las secciones críticas del muro, es útil conocer la distribución de deformaciones en el refuerzo longitudinal. Con esta finalidad se emplearon deformímetros

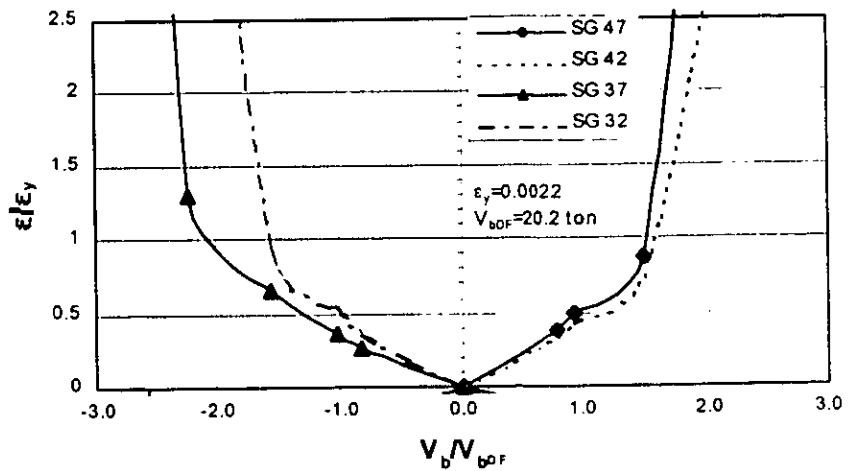
4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

eléctricos adheridos al acero de refuerzo longitudinal del muro ubicado en el eje 1. fig.3.11a. Al colocar la sobrecarga en el espécimen, los instrumentos de medida fueron inicializados en ceros, con el fin que todos los deformímetros tengan un mismo punto de referencia. Los resultados de las deformaciones medidas en tensión se muestran en la fig. 4.8 en forma adimensional, respecto al valor de fluencia, para diferentes niveles del cortante basal aplicado en el ensaye. En esta figura se muestra la distribución de las deformaciones en los ocho (8) deformímetros ubicados en los dos niveles cerca a la base del muro, los que se identifican con los números 31, 36, 41 y 46 para el nivel A, y 32, 37, 42 y 47 para el nivel B. Se observa que las curvas son comparables hasta una relación V_b/V_{b0f} aproximadamente igual a ± 1 . Posterior a esta relación, se presentaron agrietamientos en los costados del muro a diferentes alturas, lo que explica las diferencias de deformaciones medidos en los niveles A y B.

En la fig. 4.9 se muestra la evolución de las deformaciones del refuerzo longitudinal en diferentes niveles de éste, del A al E (fig. 4.8). Como era de esperar, los resultados indican fluencia en los niveles A y B, cercanos a la cimentación. Como consecuencia de estas deformaciones los mayores daños se presentaron en la base del muro, figs. 4.6e, 4.7a y 4.7b.



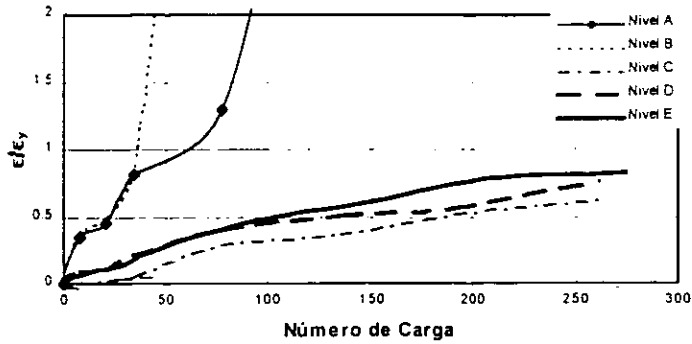
a) Nivel A



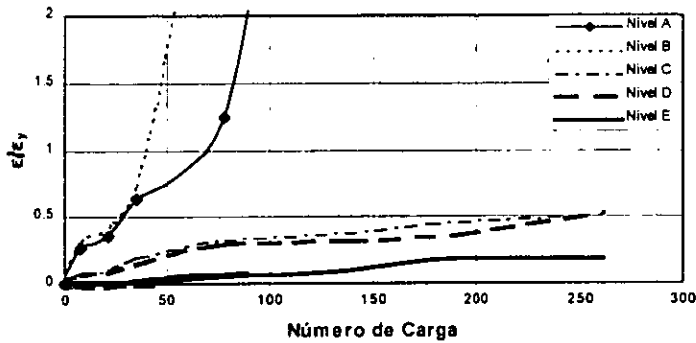
b) Nivel B

Fig. 4.8. Deformaciones en la base del muro

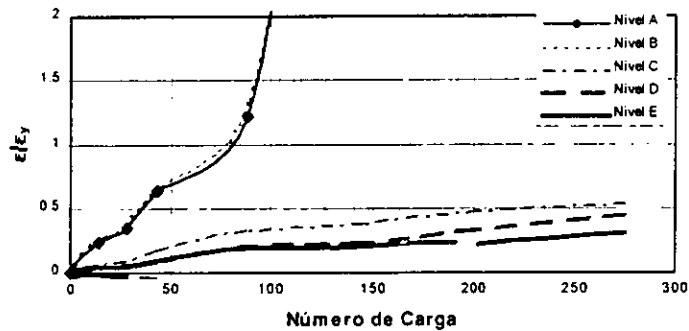
4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



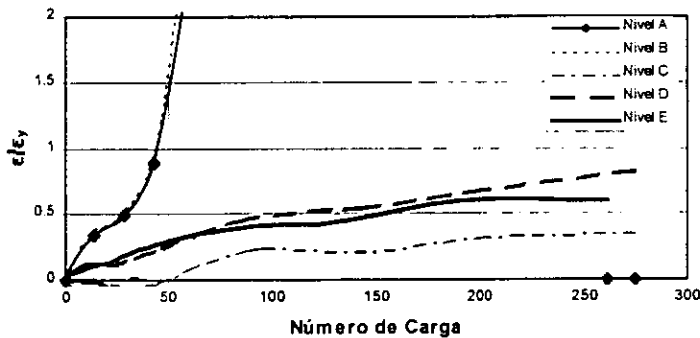
a) Varilla N°1



b) Varilla N°2



c) Varilla N°3



d) Varilla N°4

Fig. 4.9. Distribución en altura del muro de deformaciones en tensión medidas en el refuerzo longitudinal

4.5.2. Varillas de refuerzo en columnas

El refuerzo se instrumentó para las columnas C1 (eje de borde) y C2 (eje central) con ocho y seis deformímetros respectivamente cercanos al nivel de la cimentación, fig. 3.11a y b. También se colocaron deformímetros en el refuerzo longitudinal en puntos cercanos a las uniones con las vigas, fig. 3.11a y b. En la fig. 4.10 se muestran envolventes de las deformaciones medidas en el refuerzo longitudinal en puntos cercanos a la base para diferentes niveles de carga lateral aplicada. En la fig. 4.11 se muestran envolventes de deformaciones en el refuerzo longitudinal de las columnas C1 y C2 medidas a lo largo de la altura de la columna, en niveles específicos de éste, denominados con las letras A a F (fig. 4.11). La columna C2 presenta simetría sólo para relaciones de carga, V_b/V_{bdf} , inferiores a uno y una diferencia apreciable entre los deformímetros 21 y 29 ubicados en el lado sur de la misma sección cercana a la base.

La evaluación de los resultados de esta figura muestra que como en el caso de muros, se presentó fluencia del refuerzo sólo en los puntos cercanos a la cimentación, (candeleros). Además, los resultados de la fig. 4.11 indican incursiones inelásticas importantes del acero de refuerzo longitudinal de las columnas C1 y C2 en la misma sección crítica cercana a la trabe del segundo nivel.

Se observa que las envolventes de las deformaciones para las columnas mostradas en las figs. 4.10 y 4.11 alcanzaron la fluencia en niveles de carga, V_b/V_{bdf} , posteriores a dos. Este resultado indica que las solicitaciones en la base de las columnas fueron inferiores a las presentadas en el muro durante el ensaye como se observa al comparar con la fig. 4.8, resultado que era de esperarse dada la hipótesis que las mayores acciones ante cargas laterales son absorbidas por los muros.

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

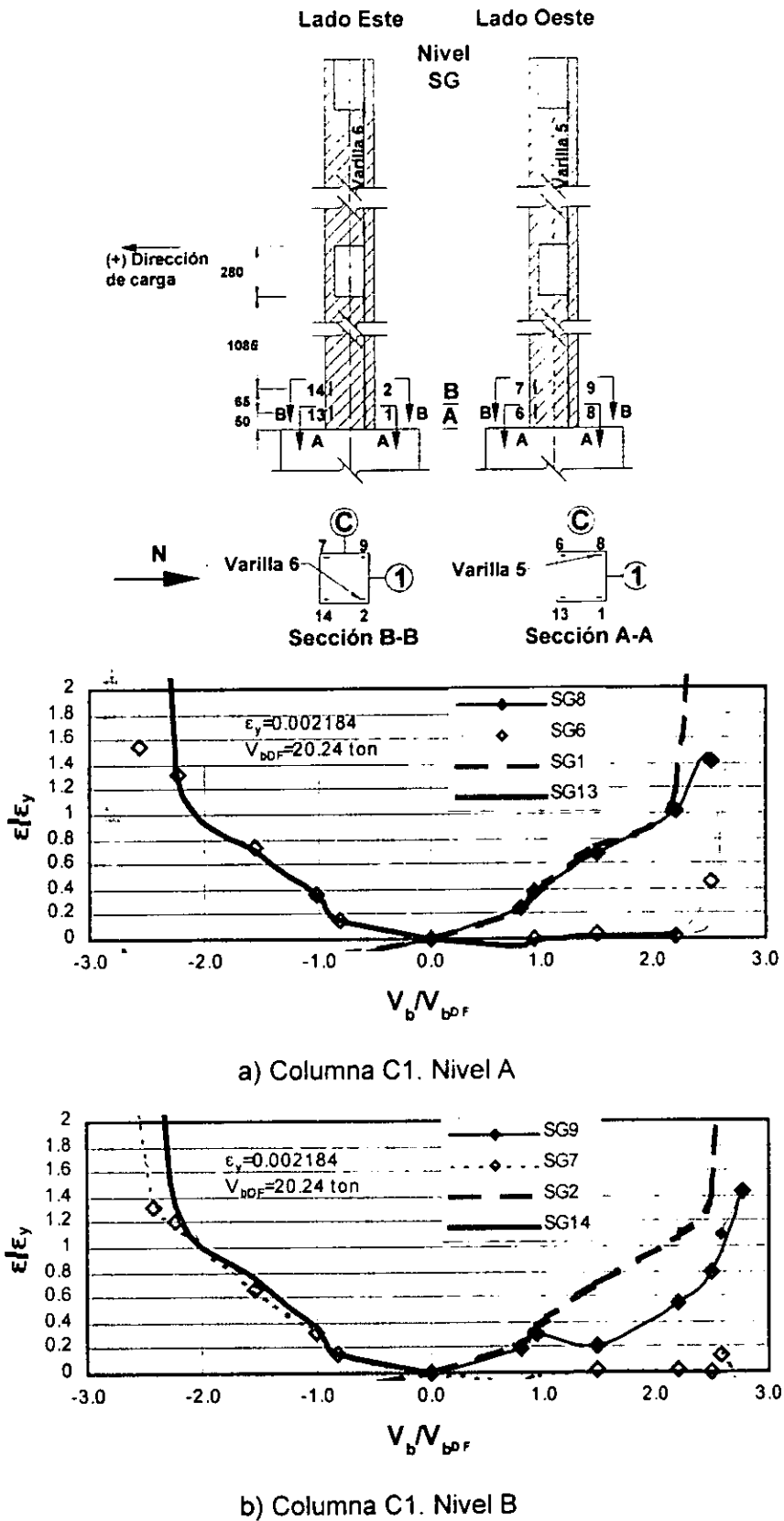


Fig. 4.10. Deformaciones en la base de la columna

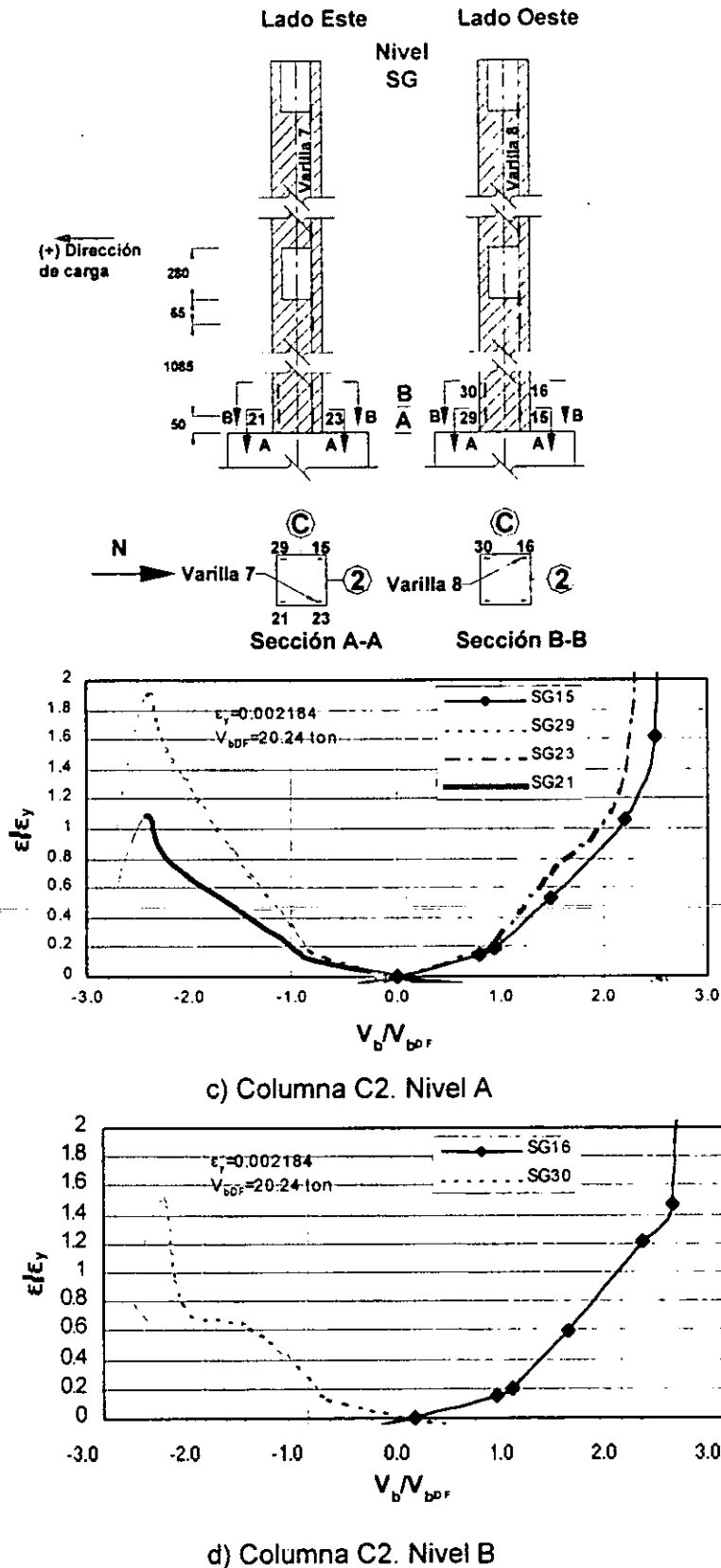


FIG. 4.10. Deformaciones en la base de la columna (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

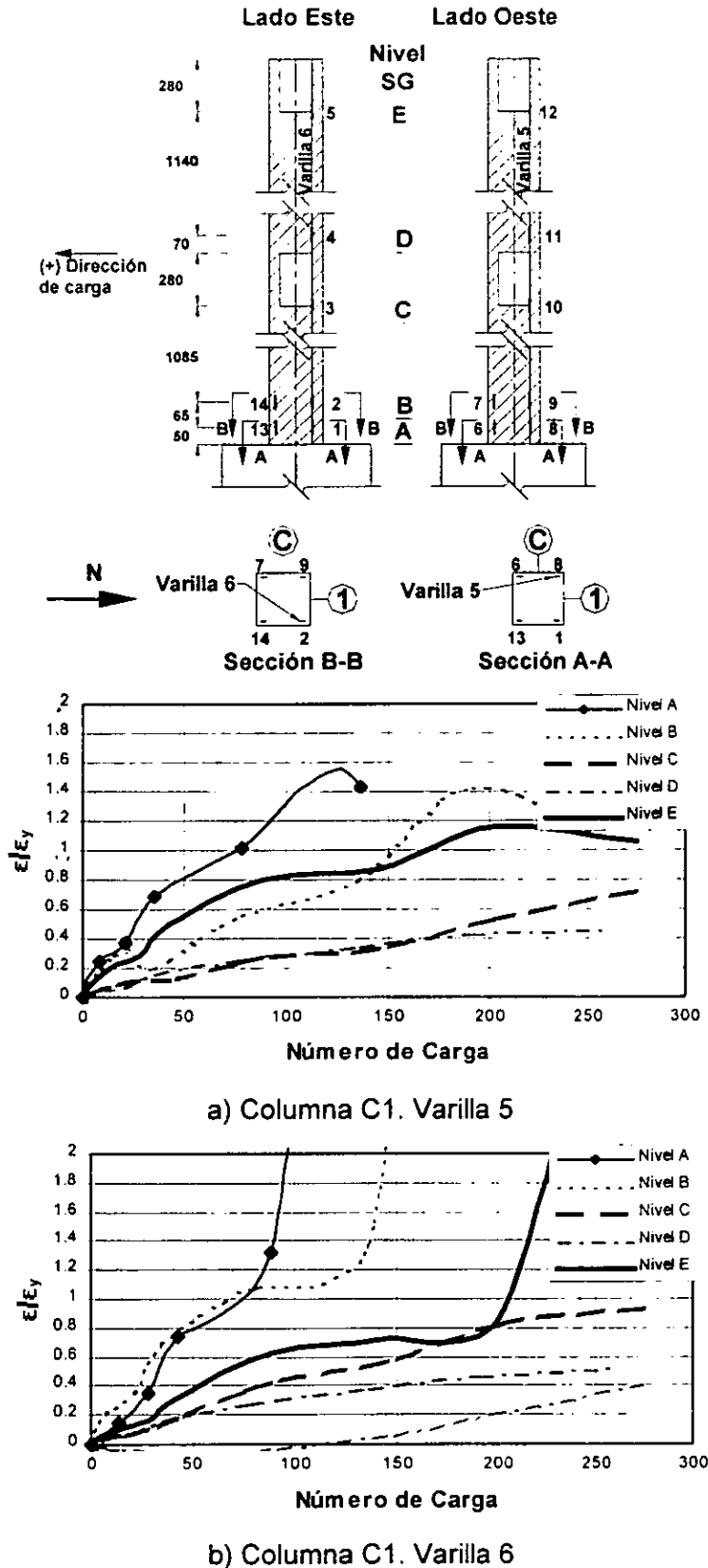


FIG. 4.11. Deformaciones en las varillas a lo largo de la altura de la columna

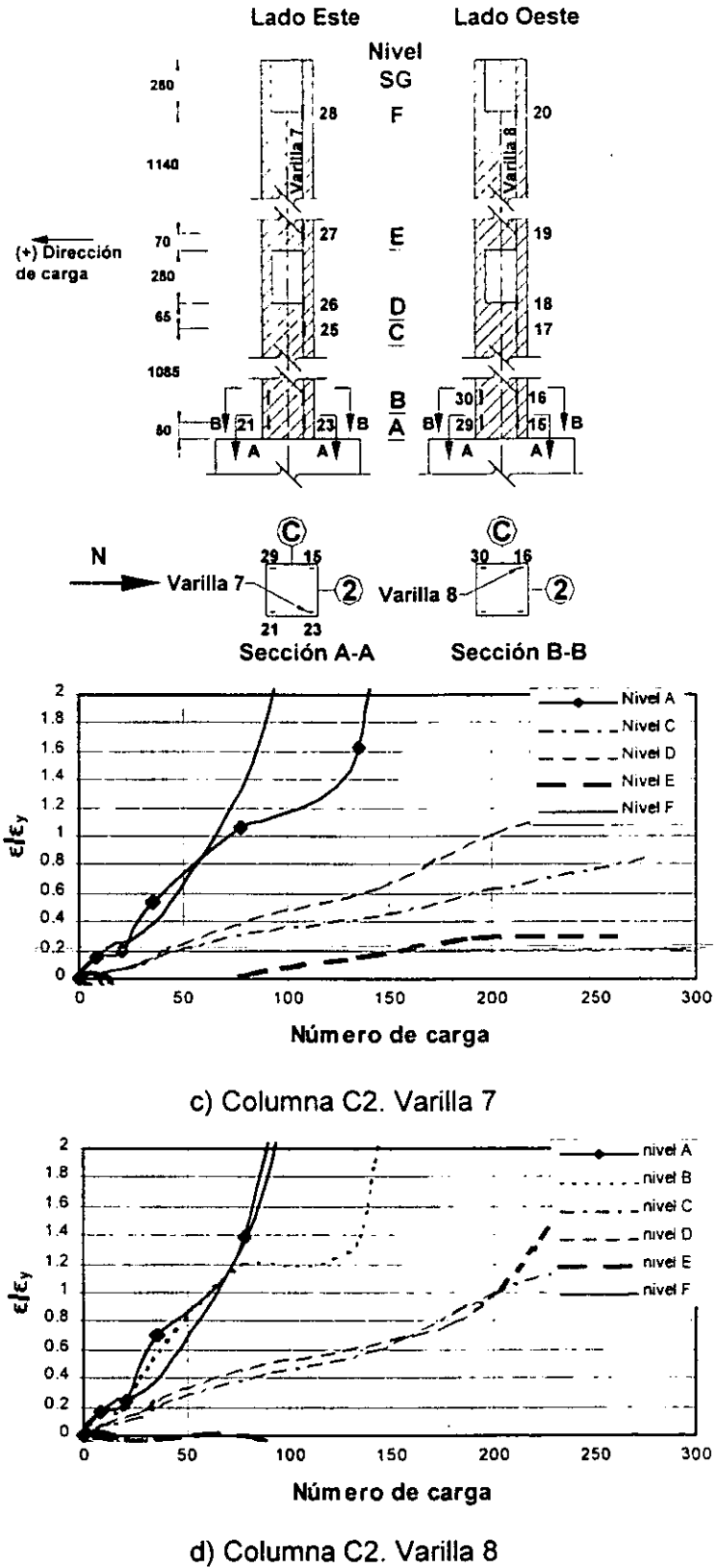


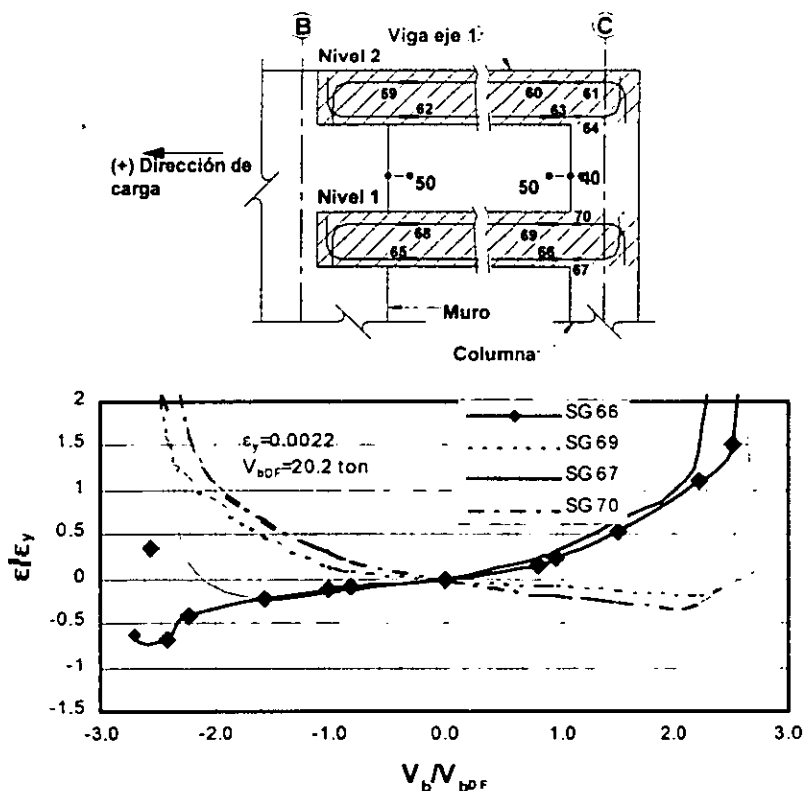
FIG. 4.11. Deformaciones en las varillas a lo largo de la altura de la columna (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

4.5.3. Varillas de refuerzo en vigas

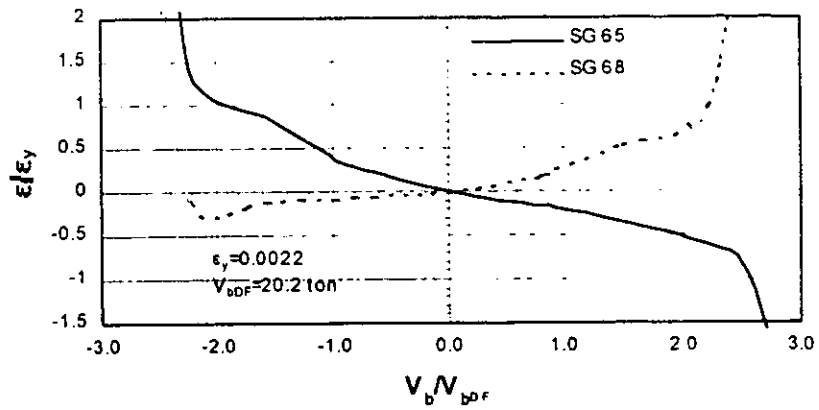
Como en los casos de muros y columnas, las vigas de los ejes 1 y 2 se instrumentaron en puntos cercanos a las uniones con las columnas y muros en los dos niveles de piso, como se aprecia en las figs. 3.11a y b. En la fig. 4.12 se presentan envolventes de las mediciones obtenidas en el ensaye para deformaciones de las vigas del marco lateral, eje 1.

La viga del marco lateral, eje 1, nivel 1, muestra simetría en las deformaciones para el refuerzo de los dos lechos y un comportamiento semejante para los deformímetros ubicados dentro del nudo como fuera de él. Las mediciones de deformaciones mostradas en la fig. 4.12 indican, como era de esperar, deformaciones algo mayores en las barras de las trabes del nivel 1 respecto a las del nivel 2. Además como se aprecia en la fig. 4.12 la primera fluencia de las varillas en estudio ocurrió para valores V_b/V_{bDF} cercanos a 2 ó mayores.

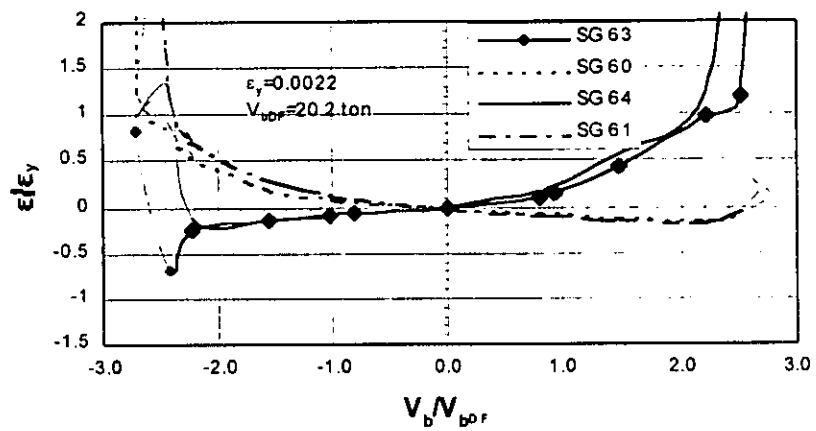


a) Viga nivel 1 a cara de columna

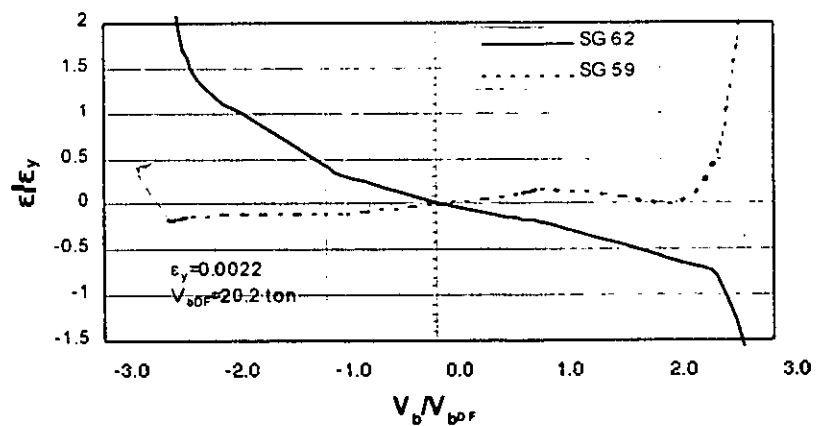
Fig. 4.12. Deformaciones en viga marco de borde, eje 1



b) Viga nivel 1 a cara de muro



c) Viga nivel 2 a cara de columna



d) Viga nivel 2 a cara de muro

Fig. 4.12. Deformaciones en viga marco de borde, eje 1 (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

En la fig. 4.13 se muestran envolventes de las mediciones obtenidas en el ensaye para las vigas del marco central, eje 2. En general los resultados de la fig. 4.13 indican comportamiento inelástico de las varillas instrumentadas sólo para la parte final del ensaye, para valores V_b/V_{bDF} mayores que dos. Es de interés analizar los resultados de las deformaciones en el refuerzo del lecho inferior, deformímetros 73, 74 y 77, ubicados en el interior del nudo como fuera de él, (el deformímetro 78 no funcionó). Aunque las deformaciones medidas en estos deformímetros fueron continuas y crecientes con la carga aplicada, sus valores fueron bajos y sólo alcanzaron la fluencia en el nivel 1 para valores de la relación V_b/V_{bDF} superiores a dos. Esto indica que el refuerzo del lecho inferior de la trabe a cara de columna, no tuvo incursiones inelásticas de consideración durante casi todo el ensaye. Este comportamiento es congruente con los resultados mostrados en la fig. 4.6f, en la que se muestran agrietamientos mínimos en la zona de conexión. En el capítulo siguiente se analiza este comportamiento y se demuestra que la viga prefabricada en esta conexión, tuvo deslizamientos importantes, lo que indica que los estribos complementarios para los ganchos del refuerzo inferior de la conexión, no contribuyen a desarrollar la capacidad en tensión de estos ganchos.

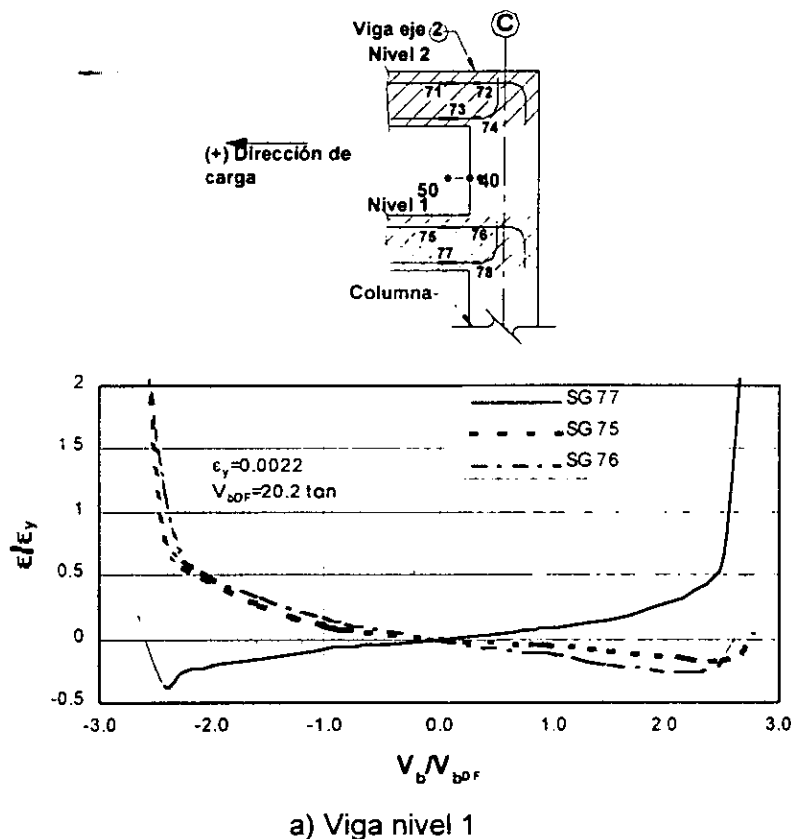
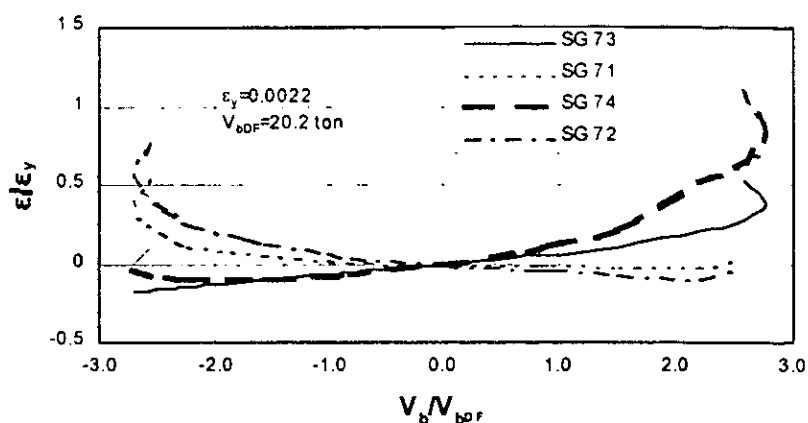


Fig. 4.13. Deformaciones en viga marco central, eje 2



b) Viga nivel 2

Fig. 4.13. Deformaciones en viga marco central, eje 2 (continuación)

4.6. Curvaturas medidas en el ensaye

4.6.1. Curvaturas medidas en el muro

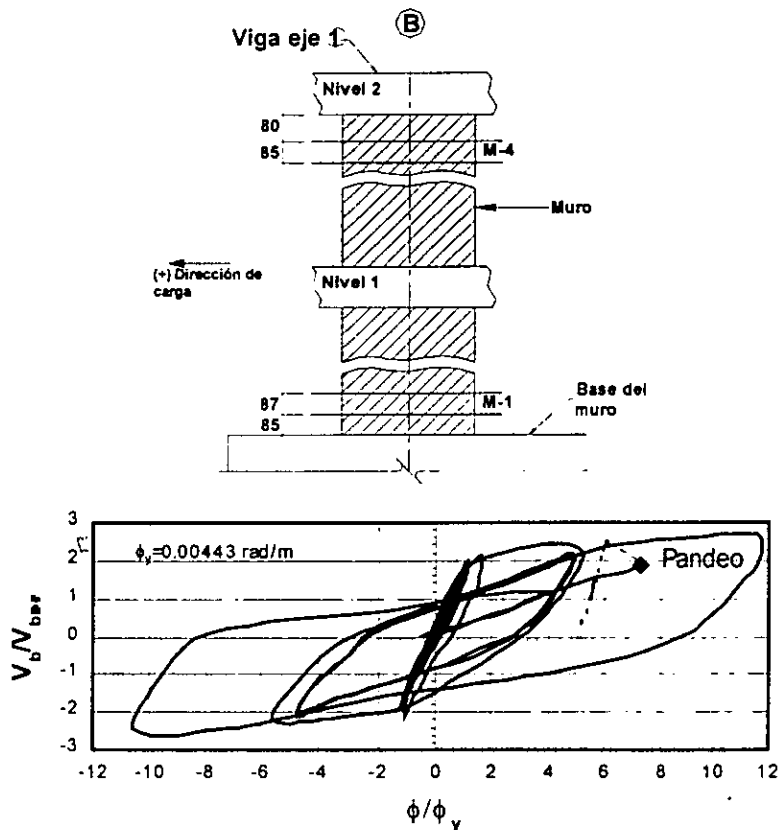
En la fig. 4.14 se muestran las relaciones cortante basal-curvatura medidas para las secciones M-1 y M-4 del muro instrumentado, instrumentación que se ilustra en la fig. 3.11c. En la fig. 4.14 se aprecia que para la sección M-1 los ciclos son amplios y semejantes a los obtenidos para cortante basal-desplazamiento lateral mostrados en la fig. 4.5. Este resultado y la observación de los daños sufridos indican que como era de esperar los muros absorben la mayor parte de la carga lateral. También los resultados mostrados en la fig. 4.14 indican la formación de una articulación plástica en la base del muro, para una relación de carga V_b/V_{bDF} cercana a dos. A pesar que las ductilidades de curvaturas máximas alcanzadas en el ciclo de máxima deformación fueron cercanas a +12 y -11 (fig. 4.14a), en la repetición de este ciclo el pandeo del acero de refuerzo del muro ocurrió con ductilidad de curvatura cercana a 7. Esto sugiere la necesidad de confinamiento en este refuerzo con el fin de lograr ductilidades de curvatura mayores antes que se produzca el pandeo del acero de refuerzo.

Los ciclos histeréticos para la sección M-4 muestra que los valores de curvatura no exceden el valor de curvatura de fluencia, lo cual es congruente con el comportamiento de un muro que se comporta como una viga en voladizo, en el cual las solicitaciones

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

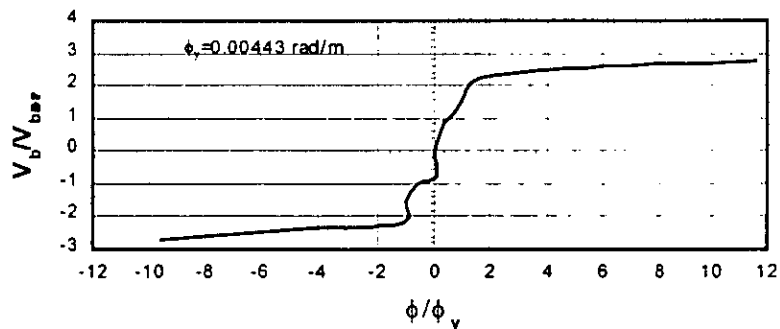
disminuyen con la altura. El valor de la curvatura de fluencia mostrado en la fig. 4.14 se obtuvo del equilibrio de la sección cuando el acero en uno de los bordes se encuentra en fluencia. Este procedimiento se aplicó también para los otros elementos estructurales del espécimen que se estudian en este capítulo.

Con base en el criterio anterior, en la fig. 4.14 se muestra que la relación de curvatura, ϕ/ϕ_y , para el muro durante el ensayo fue de 10.

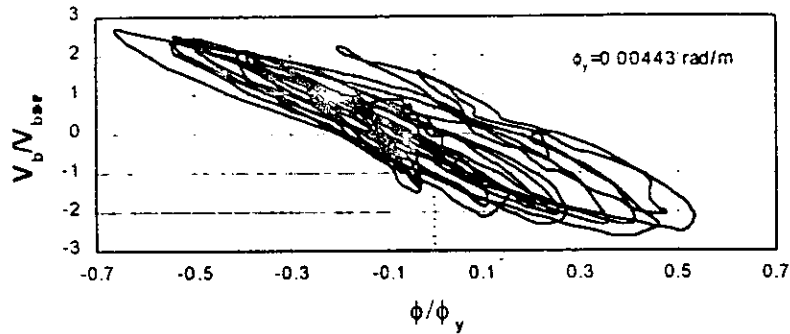


a) Sección M-1

Fig. 4.14. Curvaturas medidas en el muro



b) Envoltente para la sección M-1



c) Sección M-4

Fig. 4.14. Curvaturas medidas en el muro (continuación)

4.6.2. Curvaturas medidas en columnas

En las figs. 4.15 y 4.16 se muestran los ciclos histéricos y la envolvente cortante basal-curvatura medidas en diferentes puntos para la columna C1, ubicada en el marco lateral, y para la columna del marco central, C2, respectivamente. Los ciclos presentan diferencias notables con respecto a los ciclos carga lateral para el espécimen (fig. 4.5), y respecto a los registrados para el muro, (fig. 4.14).

En la fig. 4.15 se muestra que la columna del marco lateral, C1, no tuvo incursiones inelásticas relevantes. La sección instrumentada de esta columna más cercana a la cimentación, sección C1-2 alcanzó la curvatura de fluencia para relaciones de carga V_b/V_{bDF} cercana a dos, relación en la cual el muro ya presentaba un daño considerable. De acuerdo con los resultados de la fig. 4.15, la sección C1-5 de esta columna tuvo menos comportamiento inelástico que el comentado para la sección C1-2.

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

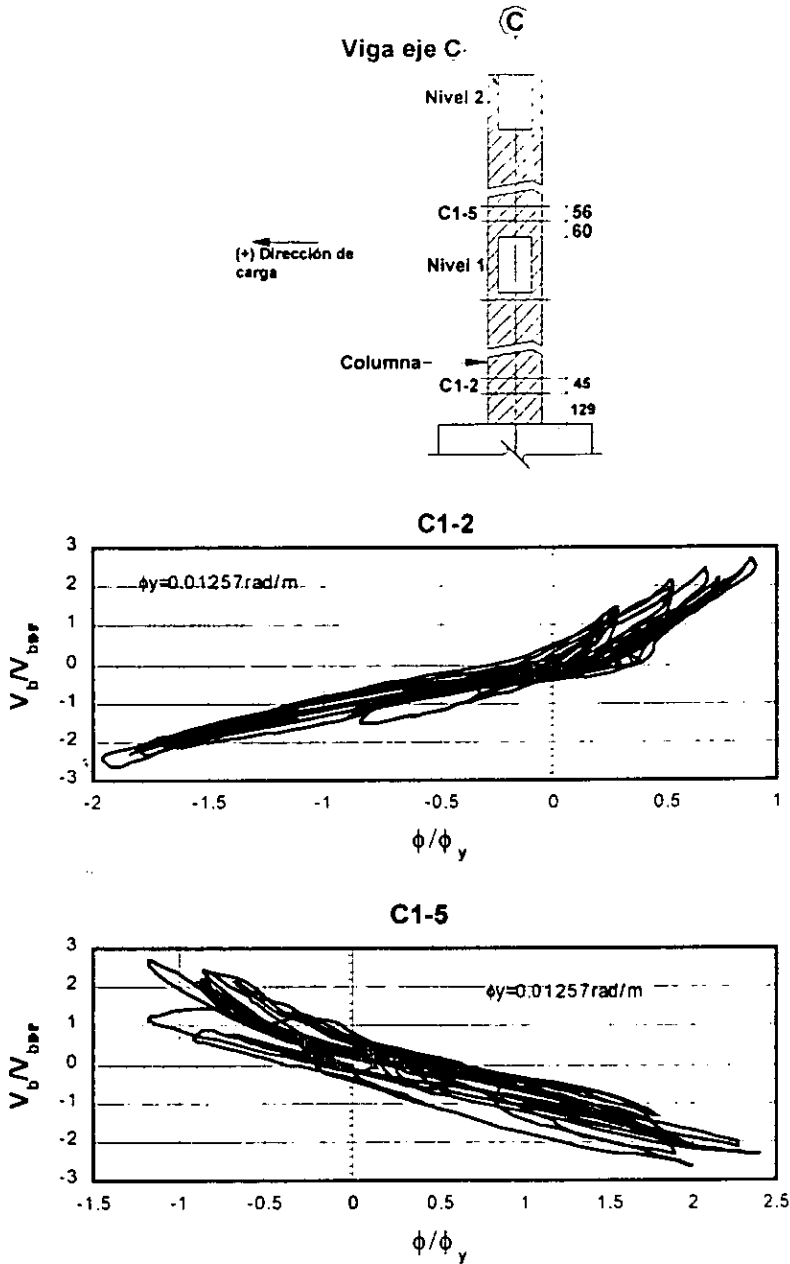
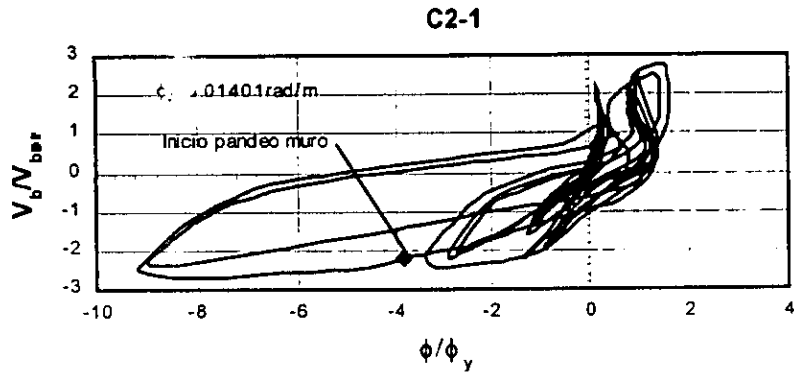
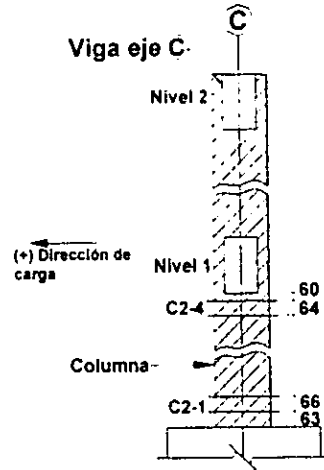
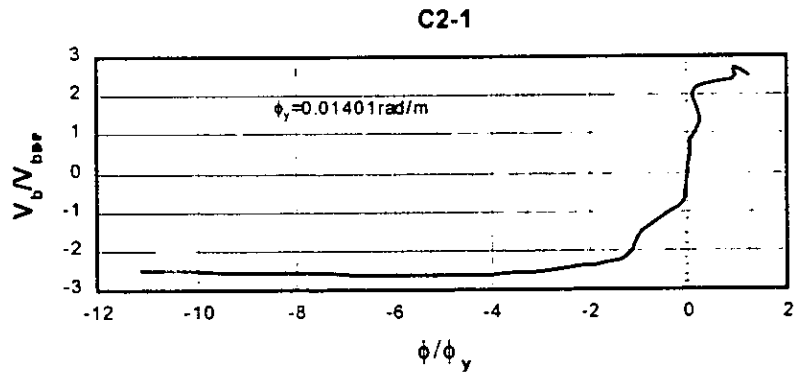


Fig. 4.15. Curvaturas en columna C-1. Ciclos de histéresis, secciones 2 y 5

Los ciclos que se presentan en la fig. 4.16 para la medición de curvaturas en la sección C2-1, son cerrados en la parte inicial y cambian su forma como resultado de la falla en el muro. Sin embargo, a diferencia de la columna C1 se observa que éstos al final son más amplios y extensos indicando mayor trabajo de este elemento para disipar la energía. En cambio, la sección C2-4 no alcanzó los niveles de curvatura de fluencia.

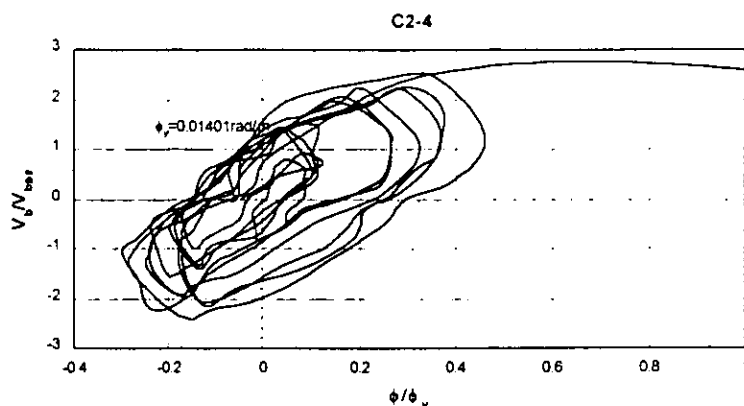


a) Ciclos de histéresis para la sección 1



b) Envolvente para la sección 1

Fig. 4.16. Curvaturas en columna C2



c) Ciclos de histéresis para la sección 4

Fig. 4.16. Curvaturas en columna C2 (continuación)

4.6.3. Curvaturas en vigas

En la fig. 4.17 se muestran los ciclos de histéresis cortante basal-curvatura y la envolvente correspondiente en secciones de la viga T (eje 2) cercanas a cara de columna y para cada nivel de piso. Se observa que estas secciones permanecen en buena parte del ensaye en el intervalo elástico, ya que no están sometidas a grandes demandas de deformación, tanto para curvaturas positivas como negativas, principalmente para las positivas. También se observa que la viga del nivel uno alcanzó la curvatura de fluencia para una relación de carga V_b/V_{bDF} , en la cual, como se ha comentado, el nivel del daño en el muro es alto y transfiere la carga a los demás elementos de la estructura. Posterior a este nivel de carga la sección instrumentada de esta viga presenta ciclos asimétricos debido a que el refuerzo del lecho inferior no desarrolla su capacidad, resultado que se analiza en detalle en el capítulo 5. Se observa además que aún cuando las curvaturas medidas en la sección VT2-2 (trabe de segundo nivel) son menores que las de fluencia (fig. 4.17c), la forma de los ciclos sugeriría disipación de energía; sin embargo, esto ocurre después del inicio del pandeo del muro y son valores pequeños que son influidos por la precisión de los medidores de desplazamientos empleados para la obtención de curvaturas.

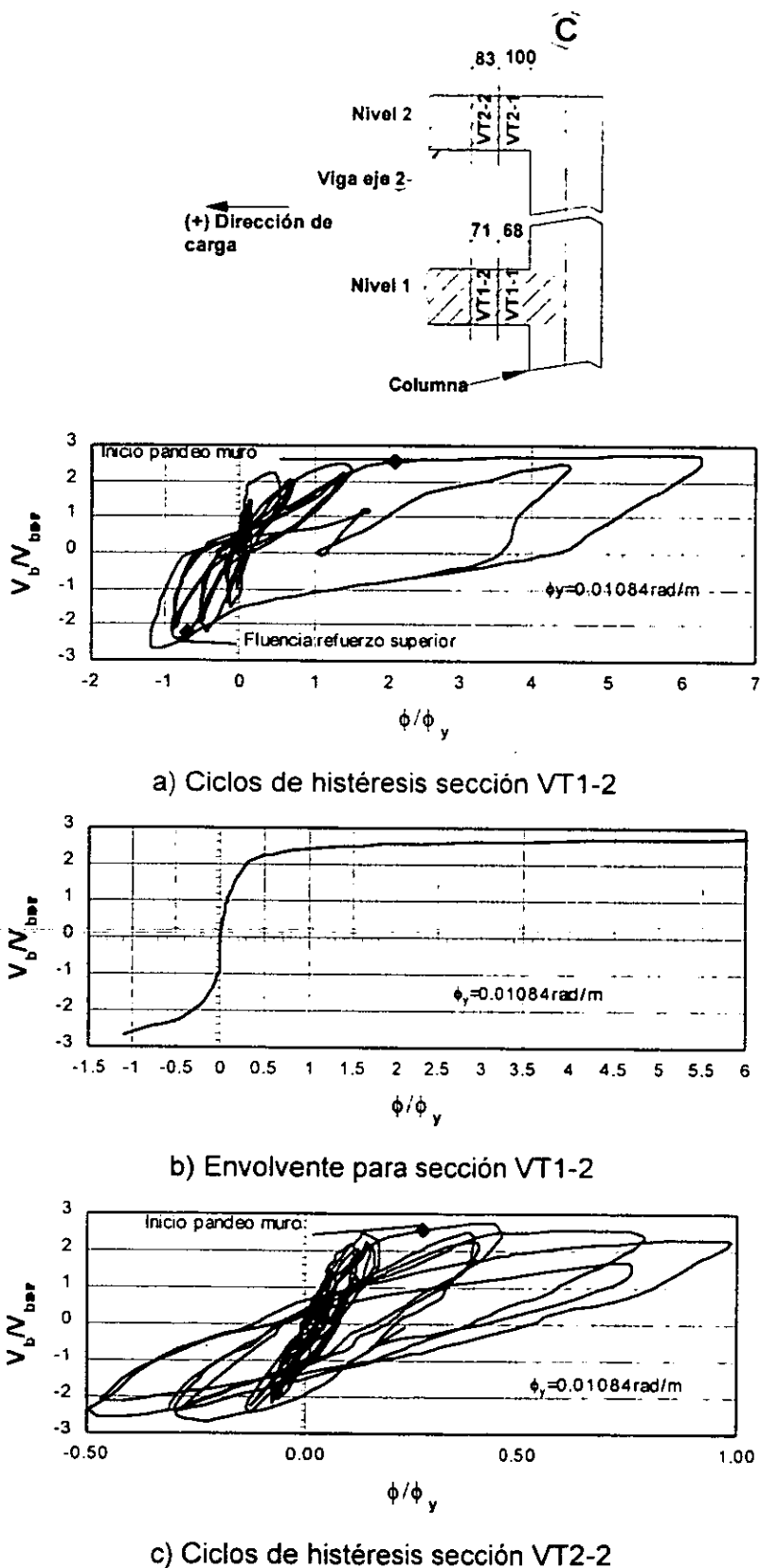


Fig. 4.17. Curvaturas obtenidas en viga de marco central, eje 2

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

En la fig. 4.18 se muestran las curvaturas obtenidas para la viga de borde (eje 1) en secciones cercanas a la columna y al muro. Como en el caso de la viga central (eje 2) anteriormente comentado, las secciones instrumentadas de la viga de borde permanecieron la mayor parte del ensaye en el intervalo elástico, y a diferencia de la viga del eje central mencionada, cuando la sección alcanzó la curvatura de fluencia los ciclos no presentaron discontinuidad, es decir se alcanzó el valor de la carga en los ciclos de repetición. Esto sugiere que las conexiones de la viga de borde se comportaron como monolíticas; permitiendo que los elementos que unen desarrollen su resistencia, aún cuando la capacidad del muro se vió afectada por los daños generados.

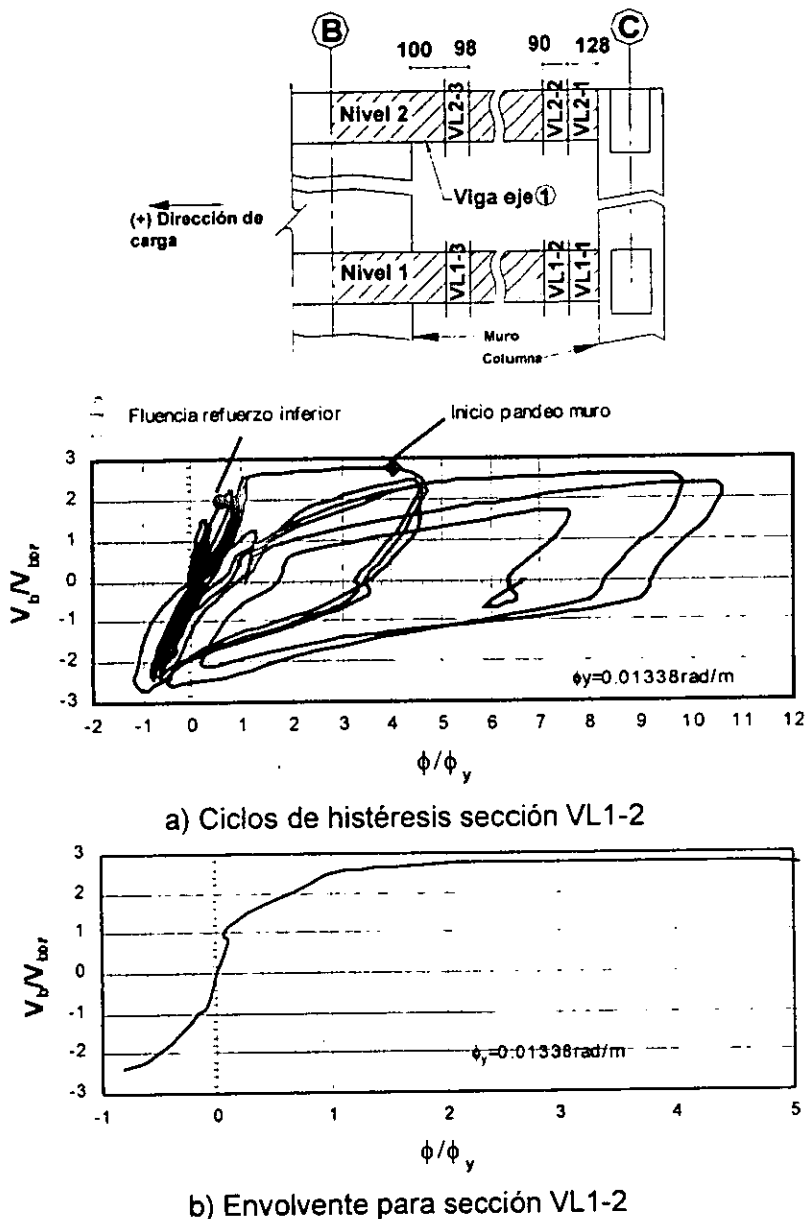
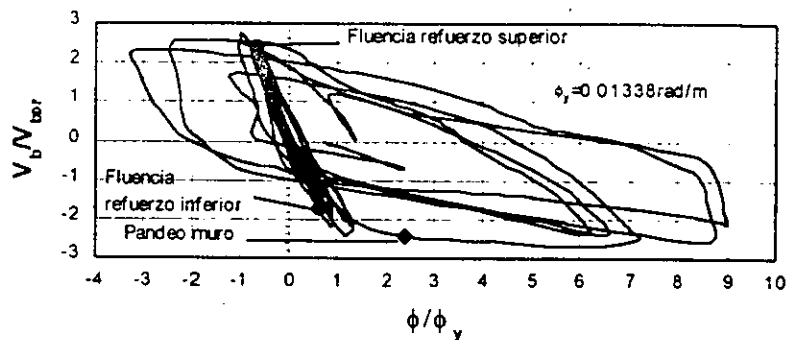
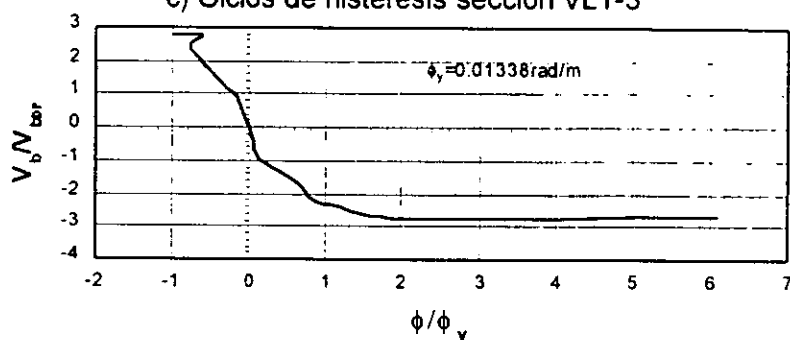


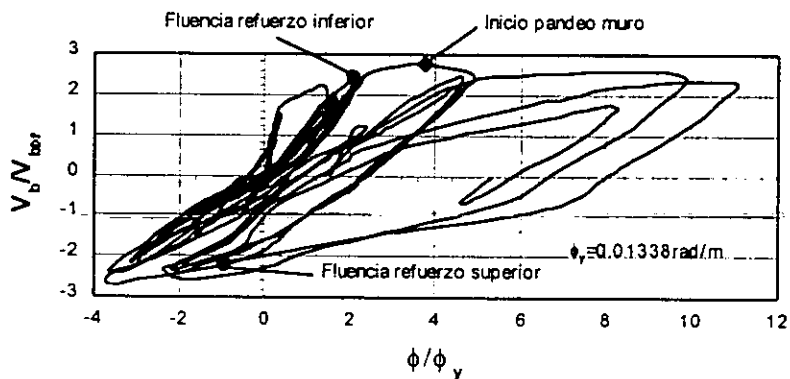
Fig. 4.18. Curvaturas obtenidas en viga de marco lateral, eje 1



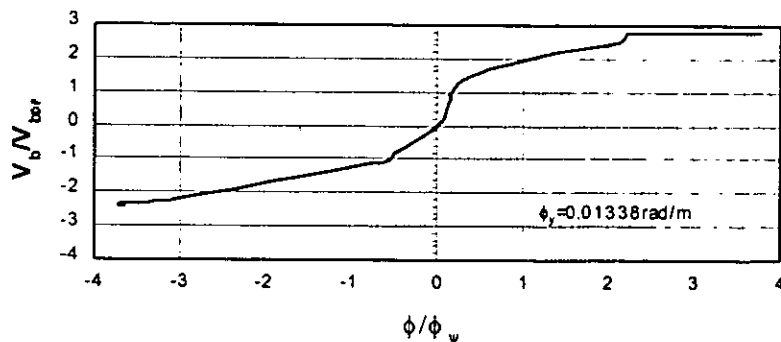
c) Ciclos de histéresis sección VL1-3



d) Envoltente para sección VL1-3



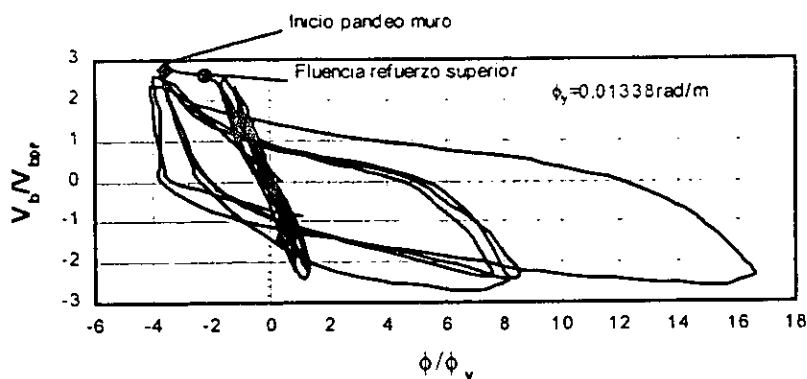
e) Ciclos de histéresis sección VL2-2



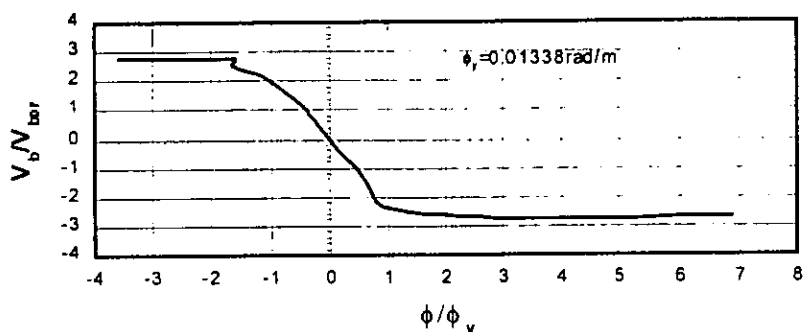
f) Envoltente para sección VL2-2

Fig. 4.18. Curvaturas obtenidas en viga de marco lateral, eje1 (continuación)

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen



g) Ciclos de histéresis sección VL2-3



h) Envoltura para sección VL2-3

Fig. 4.18. Curvaturas obtenidas en viga de marco lateral, eje1 (continuación)

4.7. Modo de falla

En la fig. 4.19 se muestra esquemáticamente el modo de falla observado en la estructura durante la prueba. El modo de falla consistió en la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de los ejes 1, 2 y 3, principalmente en las del primer nivel, así como en las bases de las columnas y muros. Las primeras articulaciones se presentaron en las bases de los muros y vigas de los ejes de borde, nivel 1, para una relación de carga V_b/V_{bDF} aproximadamente igual a 1.5. Posteriormente, aparecieron articulaciones plásticas en las bases de las columnas de esquina para una relación de carga V_b/V_{bDF} cercana a 2. Las articulaciones plásticas en las bases de las columnas del marco central y en los extremos de la viga T de este marco en el nivel 1, aparecieron para la carga V_b/V_{bDF} igual a 2.4. En las figs. 4.4 y 4.5, anteriormente comentadas, se muestran algunos eventos relevantes observados en el

ensaye que se pueden relacionar con la aparición de articulaciones en el mecanismo en estudio.

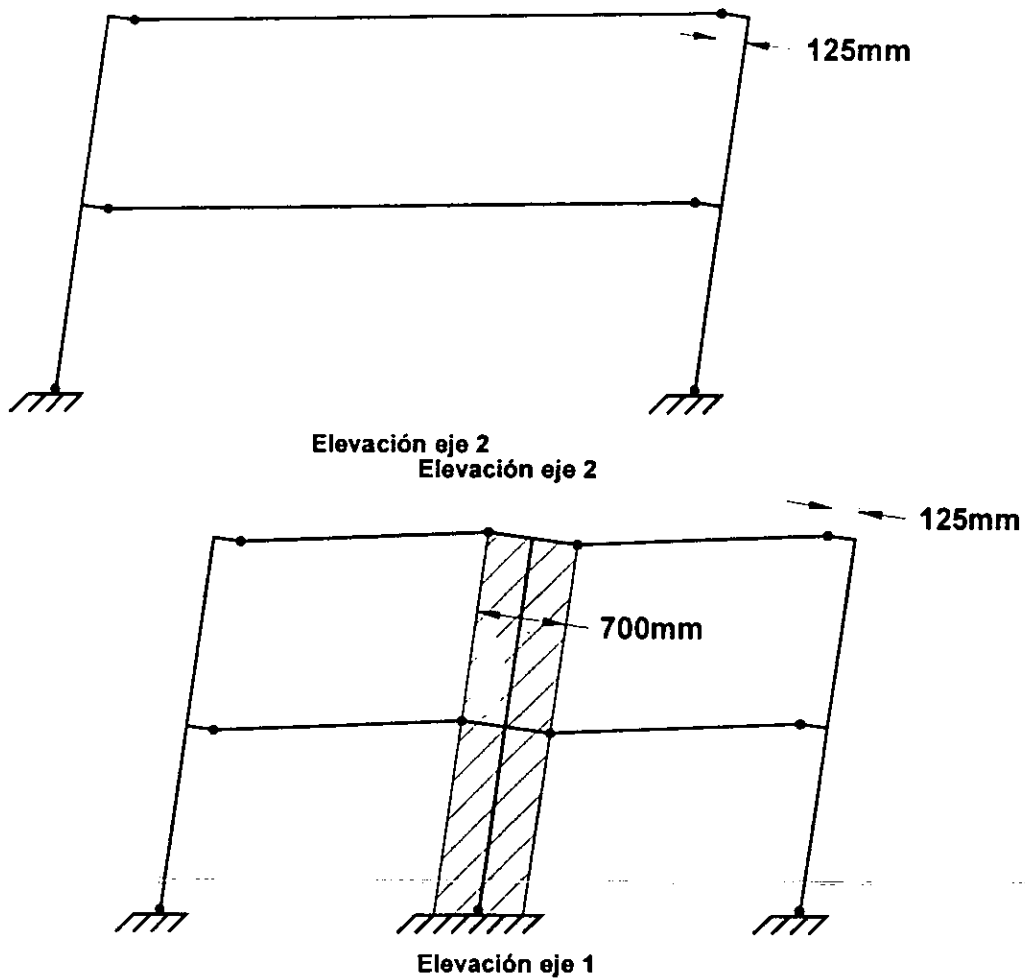


Fig. 4.19. Mecanismo de falla

4.8. Comportamiento de conexiones

El comportamiento observado durante el ensaye en las conexiones de las vigas laterales con columnas fue satisfactorio, como se deduce de la inspección de las gráficas anteriormente comentadas para deformaciones en el refuerzo longitudinal y para curvaturas de las vigas, en las cuales se aprecia que las demandas de elementos mecánicos en las secciones críticas de estos elementos no fueron relevantes. Posterior al deterioro del muro las conexiones de los ejes laterales incrementaron de manera notoria

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

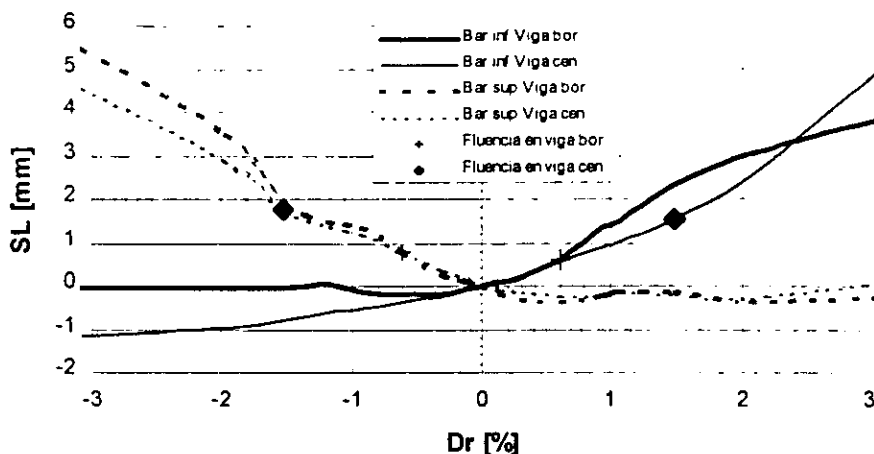
su contribución a la capacidad resistente de la estructura con un comportamiento dúctil y permitiendo que algunas vigas logaran articularse.

El marco central mostró un comportamiento que se puede considerar inadecuado desde el punto de vista de comportamiento sísmico, ya que se observó que la conexión de la viga T y columna no fue dúctil para el caso de momento positivo. En este caso, el refuerzo del lecho inferior de la viga T a cara de columna, sólo alcanzó la fluencia cuando la estructura presentaba un deterioro severo. Además, este refuerzo no tuvo un anclaje adecuado y presentó evidencias de falta de adherencia.

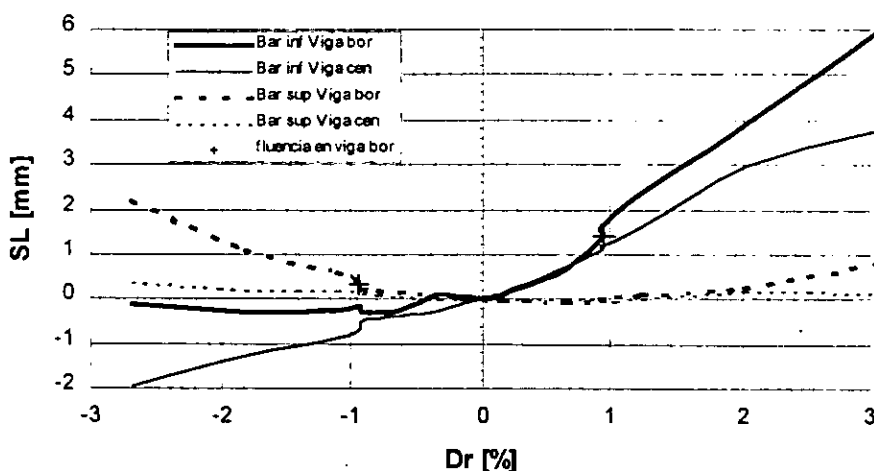
En la fig. 4.20 se muestra el desplazamiento del refuerzo, S_L , de las vigas de borde y central, medido en la sección instrumentada a cara de columna (fig. 3.10b). Estos desplazamientos son causados principalmente por dos factores, la fluencia del acero y la falta de adherencia del mismo.

En la fig. 4.20a se muestran desplazamientos mayores para la sección inferior de la viga central, donde se tiene el 50% de la longitud de anclaje que especifican las NTC96, comparado con los desplazamientos medidos en las secciones que tienen longitudes de anclajes especificadas. Dicho desplazamiento se observa mas claramente en la zona con valores negativos de S_L . Estos valores medidos indican el movimiento de los ganchos del lecho inferior al invertir la carga lateral, lo que sugiere daños en el concreto, en la vecindad del gancho debido al movimiento.

En la fig. 4.20b se muestra que las deformaciones en compresión de la varilla del lecho inferior de la viga central son menores que la registradas para la viga lateral; sin embargo; para el refuerzo con la longitudes de anclaje requeridas, las deformaciones en compresión son mayores. Esto se explica debido a que el refuerzo del lecho inferior de la viga central no esta en contacto con el concreto debido al desplazamiento originado por el gancho al aplastar el concreto cuando la zona inferior está en tensión. Cuando se invierte la carga, el gancho debe recorrer el mismo desplazamiento antes de topar con el concreto y registrar las deformaciones en compresión.



a) Deslizamiento en vigas del nivel 1



b) Deslizamiento en vigas del nivel 2

Fig. 4.20. Comportamiento de vigas en conexión trabe-columna

Los resultados aquí presentados muestran que el anclaje del lecho inferior de la conexión trabe-columna del eje central, tiene un comportamiento diferente al de una conexión monolítica, dado que para distorsiones menores de 1%, el refuerzo del lecho inferior de la conexión no alcanza el valor de f_y y por tanto su capacidad resistente a flexión. Esto indica que la conexión trabe-columna del eje central no tiene un comportamiento semejante al de una conexión monolítica con suficiente longitud de desarrollo en las varillas, es decir la conexión en estudio no permite el llamado comportamiento de marco dúctil.

La fig. 4.21 muestra la ubicación del deformímetro y las deformaciones medidas en los estribos complementarios para la conexión del nivel 1, en la dirección perpendicular del

4. Resultados obtenidos de los ensayos del espécimen

ensaye. Esta figura muestra que la deformación en el acero es menor que la de fluencia. Para las conexiones del nivel 2 no se obtuvieron registros porque los deformímetros instalados en esta conexión no funcionaron. El resultado mostrado en esta gráfica no es relevante para determinar el comportamiento de los estribos y su importancia en el anclaje del refuerzo en el lecho inferior de la viga del eje central, debido a la posición en la que se ubicó dicho deformímetro.

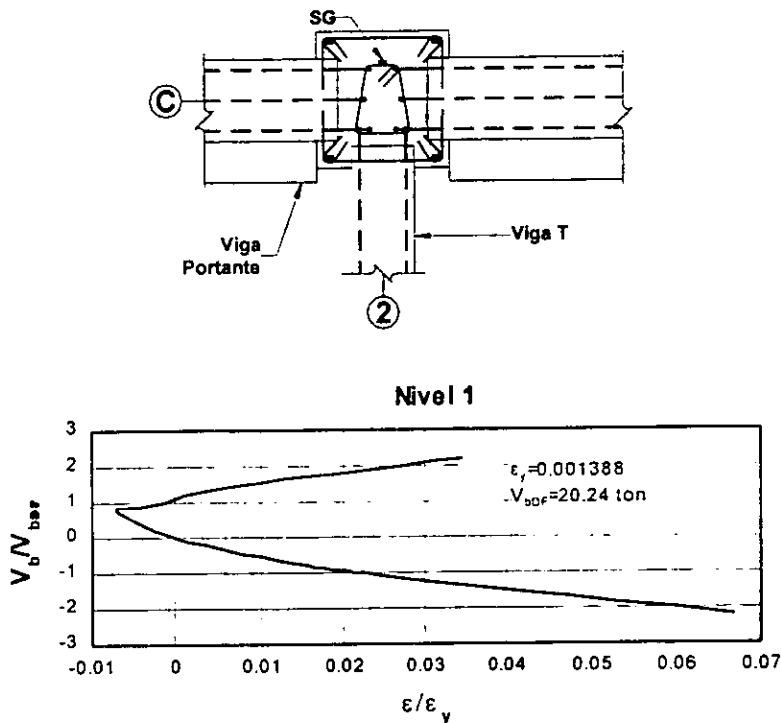


Fig. 4.21. Localización y registro de deformaciones en estribo complementario

4.9. Comportamiento del sistema de piso.

Como se aprecia en la fig. 4.7 los mayores daños se presentaron en la zona del sistema de piso en la vecindad con los muros en los ejes 1 y 3. Estos daños se iniciaron cuando la relación de carga V_b/V_{bDF} era cercana a 1.5. El apéndice A muestra los modelos empleados para representar la transferencia y trayectorias de la carga lateral, aplicando la teoría del puntal y tirante [Schlaich et al., 1987], para determinar así la resistencia del diafragma mediante un proceso sencillo. El resultado de este análisis mostró que el diafragma no es capaz de resistir de manera adecuada la trayectoria de cargas definida

con el criterio del puntal y tirante, especialmente en la zona cercana al muro. Este análisis permitió explicar los daños que allí ocurrieron.

La diferencia en las mediciones de los micrómetros ubicados en los ejes A y C del espécimen, fig. 3.11e, mostró que se presentó el fenómeno de alargamiento de las traveses en estos ejes, lo cual se produce por la formación de articulaciones plásticas en estas vigas [Fenwick, 1993]. Debido a este fenómeno, en el ensayo del espécimen se pudo observar que las vigas doble T se separaron de las vigas portantes. En la fig. 4.22 se muestran los valores del cortante en la base y el alargamiento medido en el sistema de piso, D , el cual se presenta en forma adimensional, como el cociente de este parámetro y la altura de entrepiso. En ella se aprecia que el alargamiento en las traveses se inicia para una relación de carga V_b/V_{b0F} cercana a dos. En la fig. 4.23 se muestra el mismo alargamiento en función de la distorsión de entrepiso, d_r . Se observa que el alargamiento en el nivel 1 fue mayor que en el nivel 2.

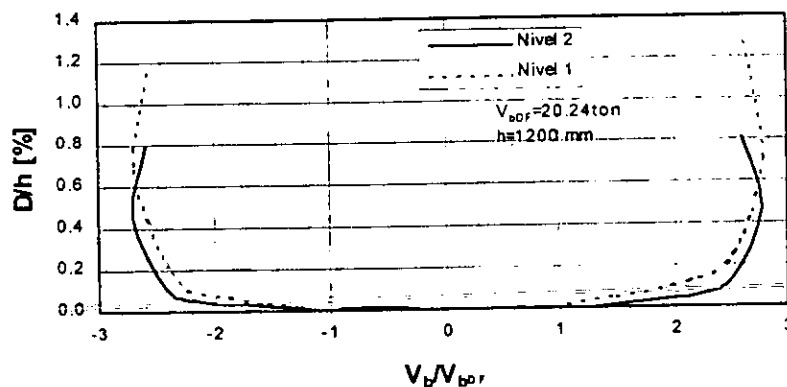


Fig. 4.22. Alargamiento medido del sistema de piso respecto a la carga aplicada

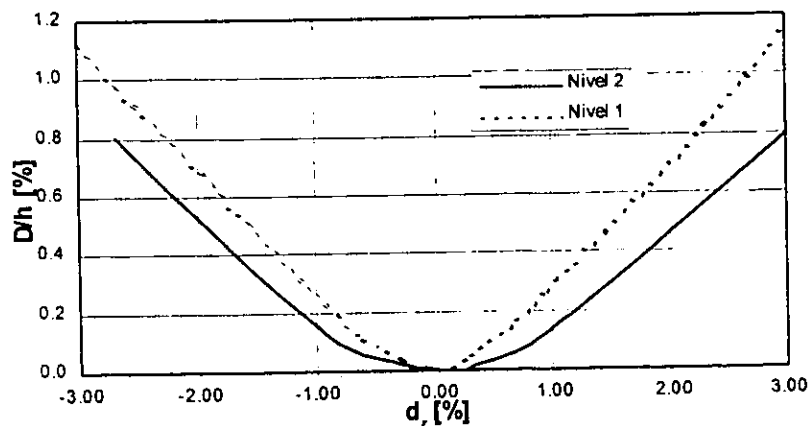


Fig. 4.23. Alargamiento medido del sistema de piso respecto a la distorsión de entrepiso

5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1. Introducción

En este capítulo se evalúan los resultados del ensaye del espécimen, los cuales se describieron en el capítulo 4. Además, se comentan los criterios para el cálculo de resistencia y rigidez lateral ante acciones sísmicas especificadas por el RCDF93, así como las características de ductilidad, deformación lateral y capacidad de disipación de energía observadas en el espécimen.

5.2. Rigidez lateral calculada y medida en el ensaye

Para la evaluación teórica y experimental de la rigidez lateral del espécimen, ésta se define como la relación entre el cortante basal, V , y el desplazamiento en el nivel dos, D_2 , de acuerdo con la ecuación 5.1. Para los ensayes de vibración el cálculo de la rigidez lateral se realizó con la ecuación 5.2, la que es sólo una aproximación, debido a que estrictamente es válida para estructuras de un grado de libertad.

$$K = \frac{V}{D_2} \dots\dots\dots \text{ecuación 5.1}$$

$$K = m \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \dots\dots\dots \text{ecuación 5.2}$$

En 5.2, m es la masa del espécimen y T el periodo fundamental medido de vibración de ésta (tabla 4.1).

En la fig. 5.1 se muestra la envolvente de los ciclos de histéresis cortante basal-distorsión global (Dr) mostrados en la fig. 4.5. En la tabla 5.1 se resumen los resultados de rigideces obtenidas en los ensayes y de los procedimientos teóricos empleados. En esta tabla se muestra la rigidez, K_{Dis} la cual se obtiene del análisis elástico con el programa ETABS [Maison et al., 1974], considerando las secciones totales, nudos rígidos sólo en los muros, y empleando la ecuación 5.1. Además la tabla muestra la rigidez K_{Acel} que se obtiene empleando la ecuación 5.2 y para T , el valor de $T_{Acelerog}$ mostrado en la tabla 4.1, valor obtenido de los ensayes de vibración forzada antes de iniciar el ensaye ante cargas

laterales. También en la tabla 5.1 se muestra la rigidez inicial $K_{0.75V}$, la que se define con la secante para un nivel de carga de $0.75 V_{bDF}$.

En la fig. 5.1 también se muestra una curva bilineal, que representa la envolvente a los resultados experimentales con el criterio de igualar la energía bajo la curva, así como la pendiente correspondiente a la rigidez K_{Dis} .

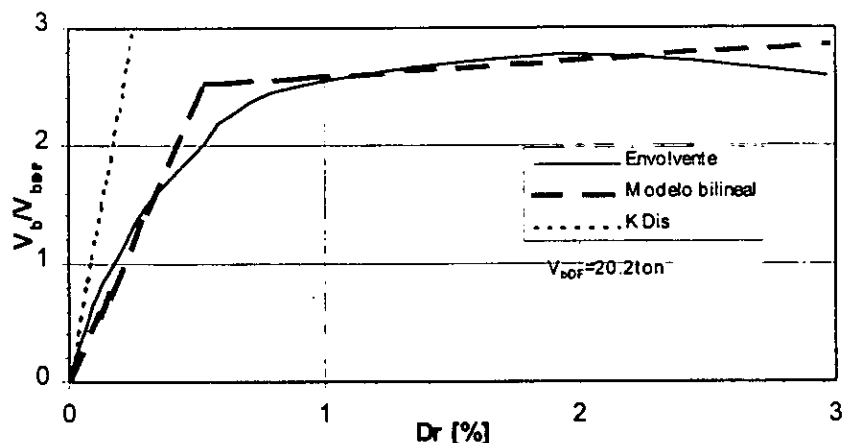


Fig. 5.1. Comparación de rigideces

Tabla 5.1. Rigideces del espécimen. [ton/mm]

K_{Dis}	K_{Acel}	$K_{0.75V}$	$K_{Mod Bil}$
8.57	6.61	4.55	3.39

En la fig. 5.1 se muestra que el modelo bilineal puede llevar a una aproximación aceptable de los resultados carga-desplazamiento mostrados en la gráfica. Aún cuando para niveles de carga lateral bajos puede subestimar la rigidez lateral de una estructura, fig. 5.1, puede ser bastante útil como herramienta para el análisis de la respuesta no lineal de la estructura, ya que por su sencillez este modelo ha sido ampliamente empleado en el análisis sísmico no lineal de estructuras. Se observa que la rigidez, K_{Dis} , obtenida de un análisis elástico típico que se haría en despachos de análisis de estructuras es 2.5 veces la rigidez $K_{Mod bil}$. Este resultado sugiere que en el análisis sísmico de estructuras, para el cálculo de desplazamientos laterales de estructuras sería necesario considerar que los momentos de inercia de los elementos pueden ser del orden del 40% de los momentos de inercia obtenidos de la sección total.

5. Evaluación de resultados experimentales

5.3. Evaluación del comportamiento de diafragma en el sistema de piso del espécimen

Para el estudio de la condición de diafragma rígido en el sistema de piso del espécimen se emplea un modelo de una viga continua apoyada en resortes, con rigidez de éstos equivalente a la proporcionada por columnas y muros. En el procedimiento seguido se calculan los desplazamientos en los apoyos, como se muestra en la fig. 5.2. Para este modelo se obtienen las ecuaciones de equilibrio del conjunto y mediante el empleo de las ecuaciones (a) a la (i) se obtienen las ecuaciones 5.3 y 5.4. En este modelo se emplea el parámetro ψ , el cual se define como la relación entre la rigidez de la losa trabajando como viga de gran peralte, K_{DIAF} , y la rigidez a flexión de las columnas del marco del eje central, K_c . Otros parámetros empleados para este análisis son, b_d , que es el ancho del diafragma con longitud total L , Δ_{ext} , que corresponde al desplazamiento relativo de entrepiso en los marcos laterales del espécimen; Δ_{cen} , el desplazamiento relativo de entrepiso en el marco del eje central; Δ , el desplazamiento relativo de entrepiso obtenido del análisis estructural. Del mismo análisis se obtiene V_o que corresponde a la suma de cortantes de entrepiso del marco del eje lateral y V_c la suma de cortantes de entrepiso del marco central.

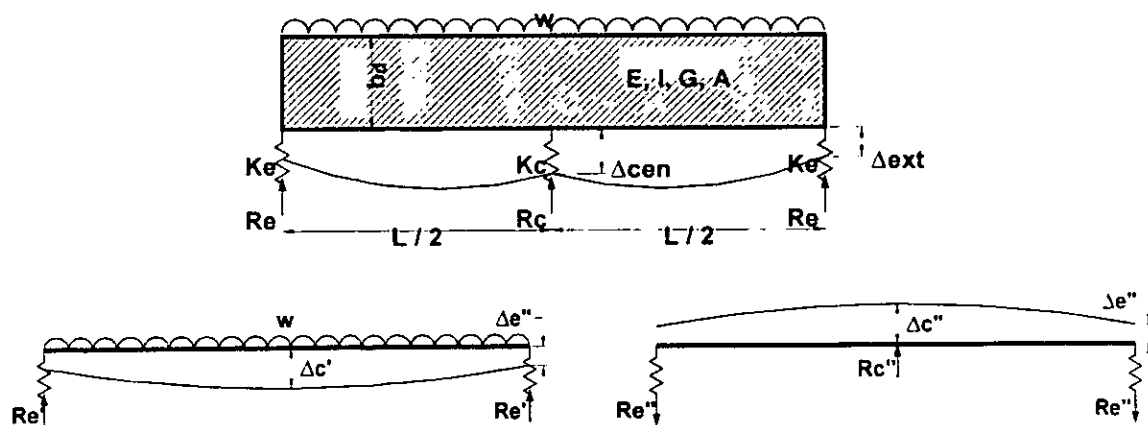


Fig. 5.2. Modelo de cálculo del sistema de piso

En la fig. 5.3 se muestran los resultados de resolver las ecuaciones mencionadas variando el valor del peralte de la viga, b_d , desde 0.70m, que corresponde al ancho del muro, hasta 5.0m, ancho total del sistema de piso. Para este intervalo, el parámetro ψ varía de 6 a 146.

Ecuaciones de equilibrio

$$K_e = \frac{V_e}{\Delta} \quad (a)$$

$$K_c = \frac{V_c}{\Delta} \quad (b)$$

$$2 \cdot R_e + R_c = w \cdot L \quad (c)$$

$$\Delta'e = \frac{R'e}{K_e} = \frac{w \cdot L}{2 \cdot K_e} \quad (e)$$

$$\Delta_{ext} = \Delta'e - \Delta''e \quad (d)$$

$$\Delta'c = \frac{5 \cdot K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \Delta'e \quad (f)$$

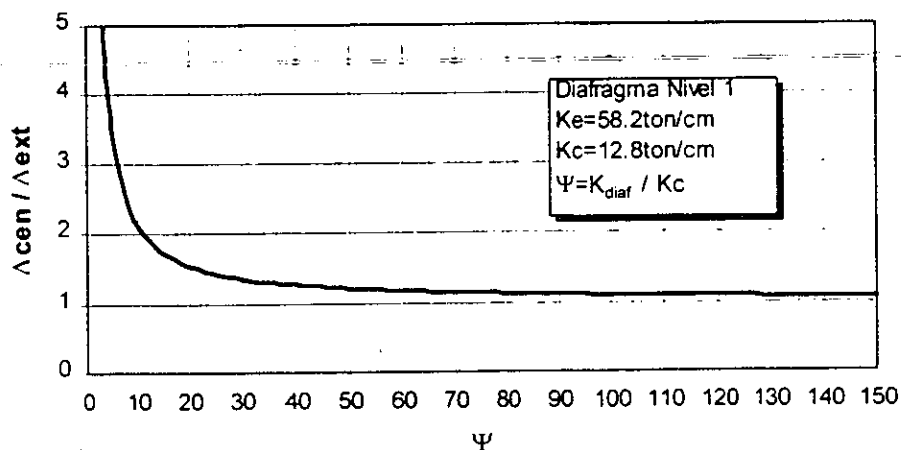
$$K_f = \frac{L^3}{E \cdot I} \quad (g)$$

$$K_v = \frac{L}{G \cdot A} \quad (h)$$

$$K_{DIAF} = w \cdot L \quad (i)$$

$$\Delta_{cen} = \frac{w \cdot L \left(\frac{5 \cdot K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \frac{1}{2 \cdot K_e} \right)}{1 + K_c \cdot \left(\frac{K_f}{48} + \frac{K_v}{4} + \frac{1}{2 \cdot K_e} \right)} \quad \text{ecuación 5.3}$$

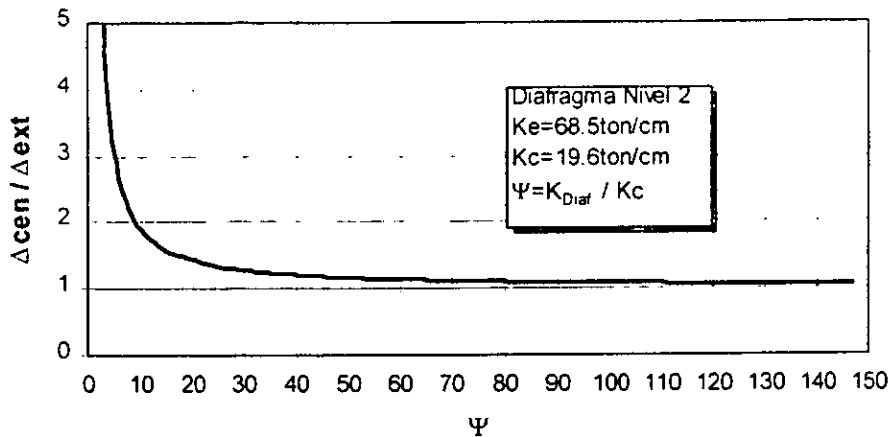
$$\Delta_{ext} = \frac{w \cdot L}{2 \cdot K_e} \cdot \left(1 + \frac{\left(\frac{5 \cdot K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \frac{1}{2 \cdot K_e} \right)}{\left(\frac{K_f}{48} + \frac{K_v}{4} + \frac{1}{2 \cdot K_e} + \frac{1}{K_c} \right)} \right) \quad \text{ecuación 5.4}$$



a) Nivel 1

Fig. 5.3. Modelo analítico para verificar la acción de diafragma

5. Evaluación de resultados experimentales



b) Nivel 2

Fig. 5.3. Modelo analítico para verificar la acción de diafragma (continuación)

Los resultados muestran que cuando el peralte b_d es cercano a 2.5m, el valor del parámetro ψ es igual a 50 y la relación de desplazamientos, $\Delta_{cen}/\Delta_{ext}$, es igual a 1.2. Este resultado y los mostrados en la fig. 5.3 sugieren que la losa se puede considerar muy rígida en su plano a partir de un ancho relativamente pequeño.

5.4. Evaluación de la capacidad resistente del espécimen

5.4.1. Evaluación de acuerdo con los criterios del RDF93 y considerando el mecanismo de colapso observado

Con el fin de evaluar la capacidad resistente del espécimen se analizaron las capacidades resistentes de diversas secciones críticas de algunos elementos estructurales, empleando los criterios de las NTC96. Para esta evaluación se emplearon factores de reducción de resistencias iguales a 1.0, así como los valores medidos para los esfuerzos de compresión del concreto f_c , y los valores medidos de f_y . En la tabla 5.2 se muestra el resumen de las resistencias obtenidas para las condiciones indicadas en la columna (1). La columna (2) es el valor del cortante basal que se requiere para que se presenten dichas resistencias, aceptando que los demás elementos de la estructura permanecen en el intervalo elástico. Los valores de esta tabla indican el límite donde de acuerdo con el RCDF93 termina el comportamiento elástico de la estructura. Para valores mayores que

este límite, empezaría el comportamiento inelástico de los diferentes elementos estructurales. La última línea de la tabla 5.2 es la carga de colapso observada en el ensaye.

La inspección de los valores que se muestran en la tabla 5.2 indica que, de acuerdo con el RCDF93, varias capacidades resistentes críticas tienen asociadas valores semejantes de los cortantes basales correspondientes. Entre estas capacidades están las de fluencia del refuerzo longitudinal de las vigas a cara de columna. Igualmente en la tabla mencionada se señala que las capacidades resistentes menos críticas son las correspondientes a capacidades de flexocompresión en columna, momento positivo en las vigas de marcos de borde y fuerzas cortantes en los diferentes elementos estructurales.

Tabla 5.2. Cortantes basales en el espécimen asociados a diferentes condiciones de resistencia según el RCDF93

Condición (1)	Cortante basal [ton] (2)
Momento positivo en viga longitudinal (eje de borde)	60.4
Momento negativo en viga longitudinal (eje de borde)	20.3
Fuerza cortante en viga longitudinal (eje de borde)	46.7
Momento positivo en viga T (eje central)	26.0
Momento negativo en viga T (eje central)	20.2
Fuerza cortante en viga T (eje central)	23.3
Flexocompresión en columna (eje central)	57.5
Fuerza cortante en columna marco central	61.6
Flexocompresión en muro	32.8
Corte entre muro y sistema de piso	30.7
Mecanismo de colapso (medido)	54.5

Como ya se comentó, el modo de falla observado en el espécimen corresponde al mostrado esquemáticamente en la fig. 4.19. De acuerdo con lo observado, (tabla 5.2), el valor del cortante basal medido para este modo de falla corresponde a 54.5 ton, es decir $V_b/V_{bor}=2.7$. Parte de la diferencia de la carga de colapso medida con la resistencia obtenida con los criterios del RCDF93 se explica si se toma en cuenta que esta última correspondería al límite elástico de la estructura, como ya se comentó, lo cual implica una

5. Evaluación de resultados experimentales

resistencia adicional en la estructura. Otros factores que contribuyen a esta diferencia son sobrerresistencias no consideradas por reglamentos, como endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, contribución de la losa a la resistencia lateral y mayor resistencia del concreto por efecto de confinamiento.

5.4.2. Revisión del sistema de piso

El inicio del agrietamiento en el sistema de piso se observó en el intervalo de cortantes máximos aplicados, V_b/V_{bDF} , de 1.5 a 2.2.

También se observó el fenómeno de alargamiento de las vigas de piso, fenómeno que se origina por la formación de articulaciones plásticas en las vigas [Fenwick, 1993], fenómeno que se evalúa en detalle en la sección 5.5. El efecto principal de este fenómeno en el sistema de piso es que puede disminuir la distancia de apoyo de las vigas T o doble T, pudiendo llevar a la pérdida de este apoyo si el alargamiento de las vigas es excesivo.

Con el fin de evaluar el comportamiento del sistema de piso del espécimen se efectuaron análisis de resistencia empleando varios modelos analíticos. En el apéndice A se ilustra el procedimiento de cálculo empleando la teoría del puntal y el tirante [Schlaich, 1987] para determinar esta resistencia. Como se muestra en el apéndice, se estudiaron cuatro modelos de puntal y tirante, seleccionando el modelo 2 con base en el trabajo interno mínimo. Dado que el método del puntal y tirante corresponde al método del límite inferior, el criterio de selección de un modelo con mínimo trabajo externo lleva a mejorar la predicción de la capacidad resistente. Con el empleo del modelo 2, fig. 5.4, el cortante basal asociado a esta resistencia es igual a 31.0 ton.

En la evaluación del modelo 2, fig. 5.4, se emplea la hipótesis que inicialmente el concreto y la malla de refuerzo ubicada en el firme resisten la tensión generada en el sistema de piso. De acuerdo con resultados observados en el ensaye del espécimen, el agrietamiento de la losa en la zona crítica de ésta, y de manera inmediata la fractura de la malla, se presentaron en alguna aplicación de carga, V_b/V_{bDF} , entre los valores 1.4 y 2.1, fig. 4.4, es decir entre 28.3 y 42.6 ton. Esto indica que el valor calculado de 31.0 ton para la falla del sistema de piso se ubica en este intervalo. En las figs. 5.5 y 5.6 se muestra la ubicación

de la zona critica en la cual se presenta la máxima demanda. Esta zona corresponde a la junta de construcción entre la viga TT y la losa maciza en la vecindad del muro, en esta zona el espesor del firme varía de 55mm a 30mm (fig. 5.6).

En la fig. 5.5 se muestran los tirantes y puntales superpuestos con el agrietamiento al final del ensaye en la losa del nivel 1, así como los detalles de la zona critica del sistema de piso comentados anteriormente. El agrietamiento mostrado en la fig. 5.5 indica que la losa se fracturó en la zona cercana del muro, lo que también se demuestra en los análisis efectuados en el apéndice A. El modelo empleado en este apéndice es muy simple para incluir todas las contribuciones y características del sistema de piso, pero logra representar de manera aceptable el comportamiento presentado durante el ensaye, así como pone en evidencia los aspectos críticos de este comportamiento.

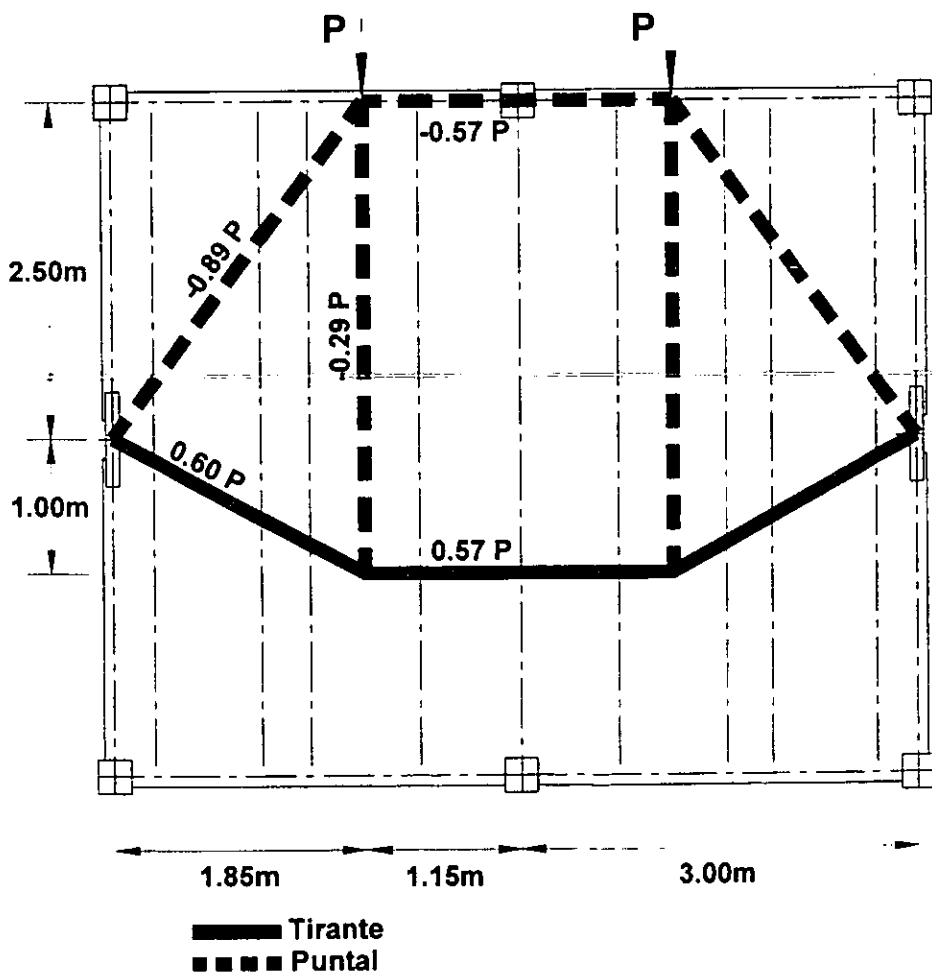


Fig. 5.4. Fuerzas en el modelo de puntal y tirante para el sistema de piso

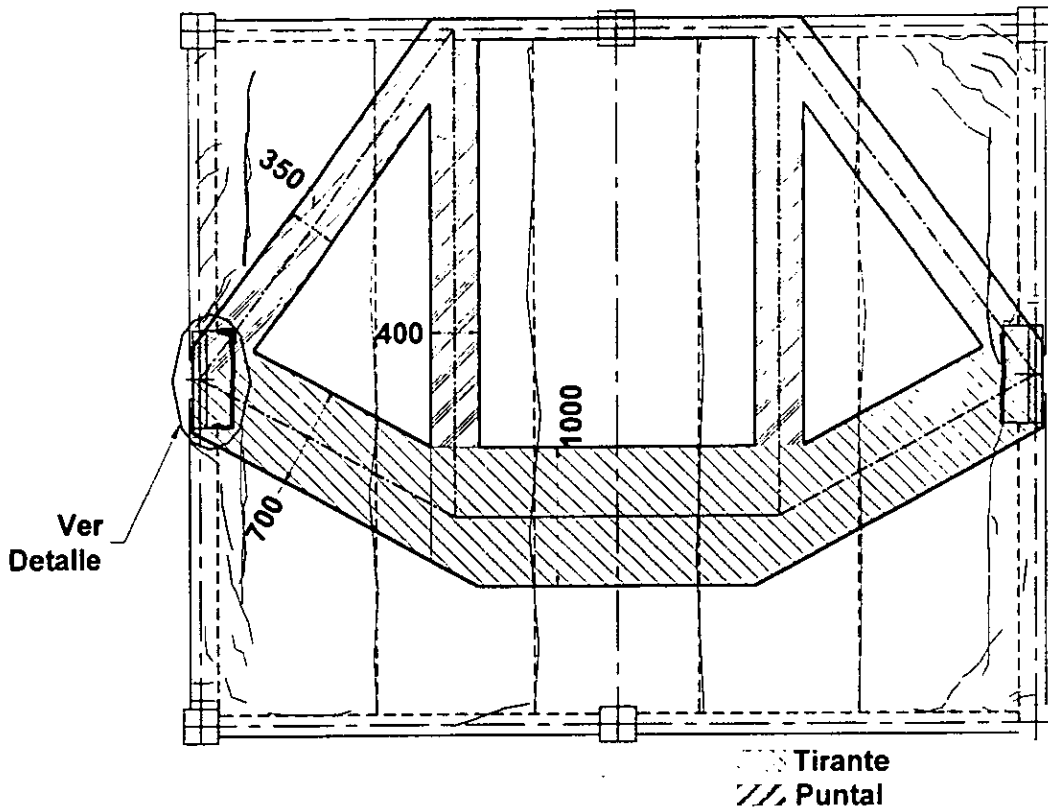
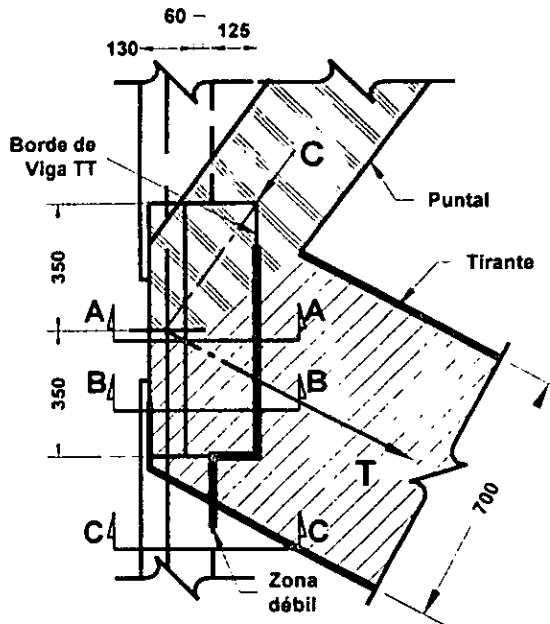
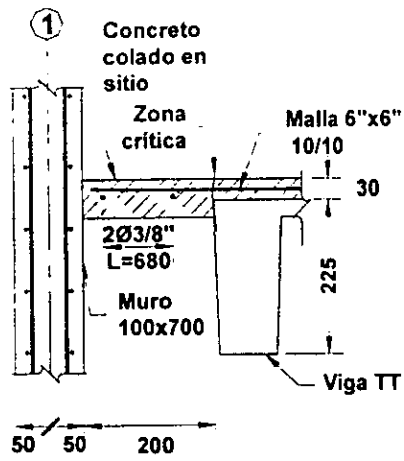


Fig. 5.5. Modelo de puntal y tirante en el sistema de piso y agrietamiento al final del ensaye

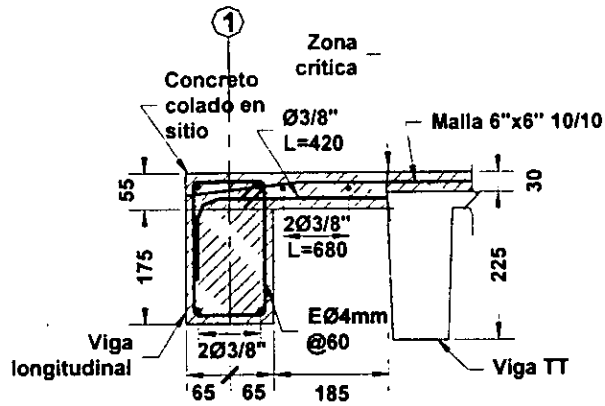


a) Planta de zona crítica

Fig. 5.6. Detalle de zona crítica (dimensiones en milímetros)

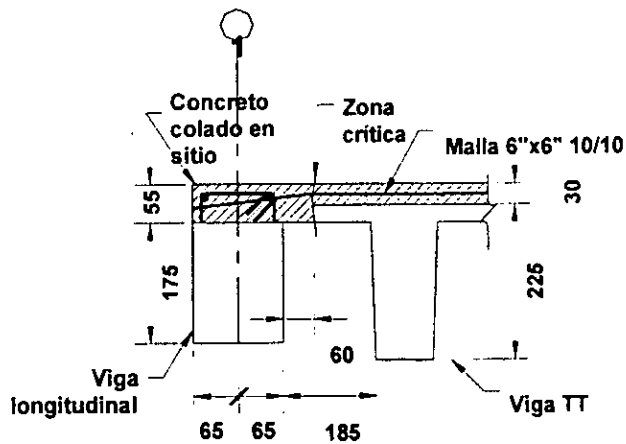


Sección A-A



Sección B-B

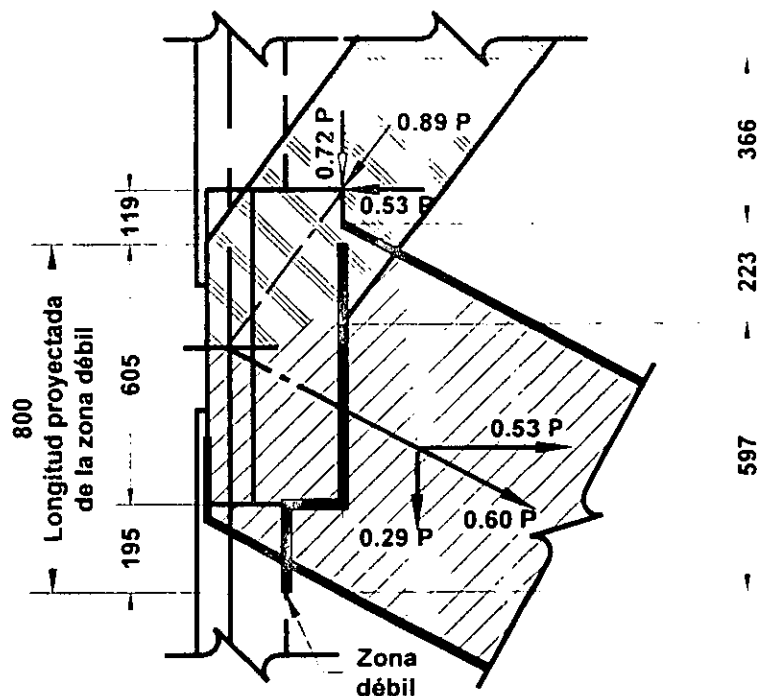
(no se muestra muro)



Sección C-C

b) Secciones transversales en zona crítica

Fig. 5.6. Detalle de zona crítica y fuerzas actuantes (dimensiones en milímetros, continuación)



c) Fuerzas actuantes en zona crítica

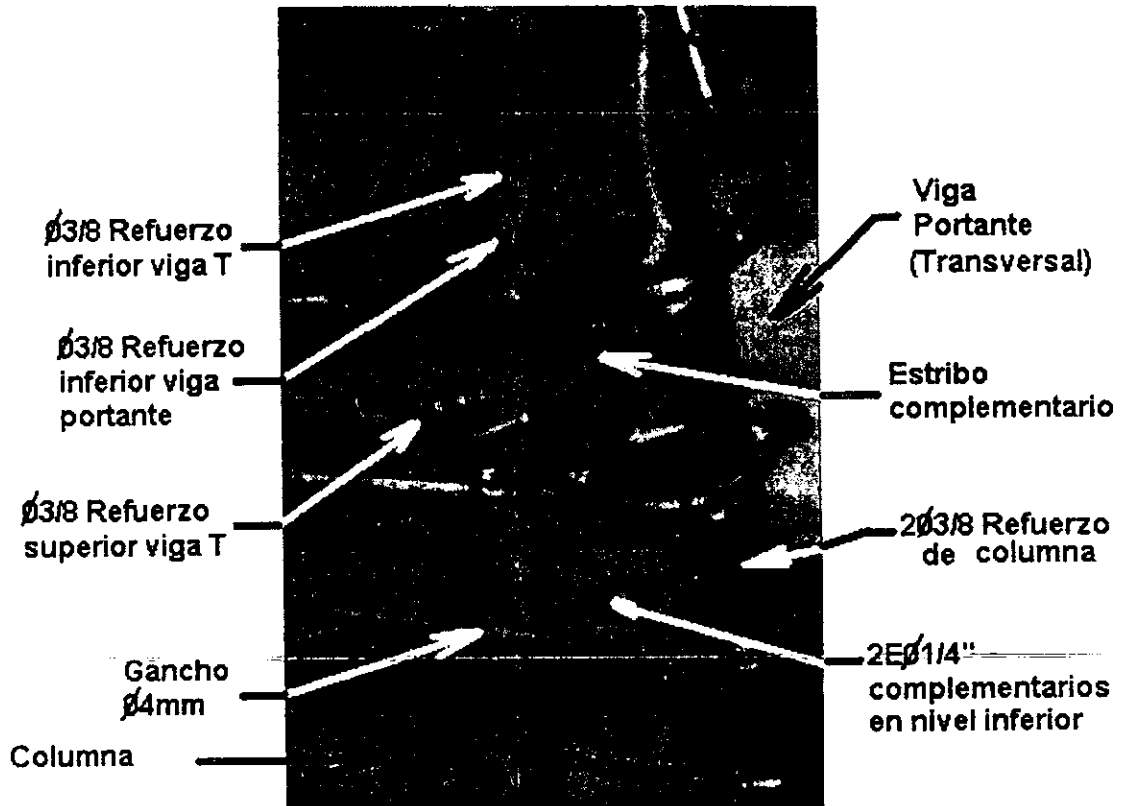
Fig. 5.6. Detalle de zona crítica y fuerzas actuantes (dimensiones en milímetros, continuación)

El proceso observado de la falla en el ensayo de la conexión entre el sistema de piso y el muro se puede resumir en lo siguiente. Este proceso se inicia con la aparición de una grieta de aproximadamente 35cm de longitud, donde el concreto cambia de espesor de 55 mm a 30 mm (fig. 5.6), en el extremo de la zona colada en sitio, indicando que el concreto pierde su capacidad de resistencia a la tensión. Una vez que se incrementó la carga dicha grieta comenzó a abrirse, por lo cual la malla se fractura inmediatamente. Esto se debe a que como se muestra en el apéndice A, la capacidad a fractura de la malla corresponde a un cortante basal igual a 16.0 ton. Al final del ensayo el valor medido del tamaño de la grieta mencionada era en promedio 10mm.

La viga T presentó una menor rugosidad dado que al momento de colarla se le dio un acabado más liso que el de las vigas TT. La instrumentación mostrada en la fig. 3.11e y 3.11g, para medir desplazamiento del firme respecto al sistema de piso de concreto prefabricado indica que estos desplazamientos no fueron relevantes. Esto sugiere que la rugosidad dejada en los elementos prefabricados, tres milímetros en la viga T y cinco milímetros en las vigas TT, parece no ser relevante en la unión con el firme.

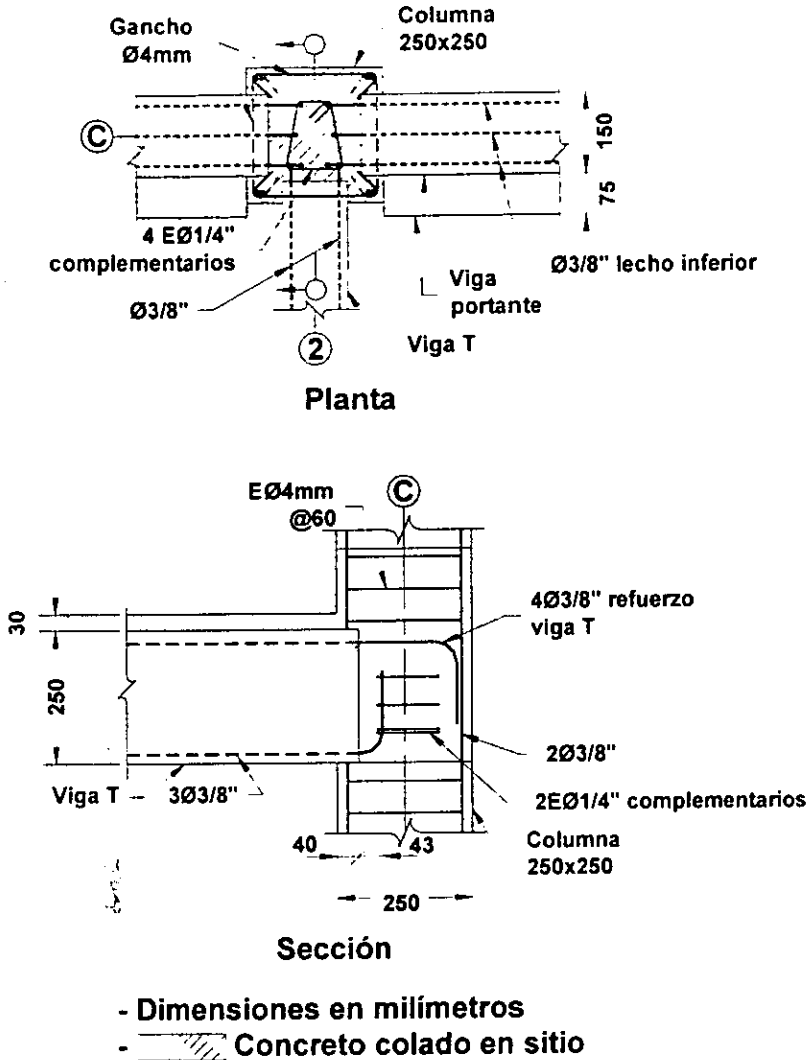
5.4.3. Evaluación de las características de resistencia y deformación de la conexión trabe-columna del marco del eje central 2

En la fig. 5.7 se muestran las principales características de geometría y refuerzo en la conexión e la viga T del eje central y columna, en la intersección de los ejes C y 2 (fig. 3.1). Esta conexión se caracteriza porque no tiene la longitud de anclaje especificada por las NTC96, ya que ésta es sólo el 50% de la requerida por este reglamento.



a) Detalles de construcción conexión de borde

Fig. 5.7. Detalles de conexión de borde.



b) Detalles de armado

Fig. 5.7. Detalles de conexión de borde (continuación)

En Nueva Zelanda se han efectuado ensayos experimentales en conexiones trabe-columna que tenían continuidad en el refuerzo del lecho inferior, fig. 5.8. Estos ensayos mostraron que el momento positivo en las traveses prefabricadas en la zona de unión con las columnas es resistido por la fricción que se genera en la zona de apoyo de la trabe y ménsula, fig. 5.8. Es importante mencionar que esta fricción corresponde a una condición de carga axial en columna bastante alta, ya que en los especímenes ensayados esta carga tuvo un valor aproximadamente igual a $0.5 A_g \cdot f_c$, donde A_g es el área transversal de la columna [Bull et al., 1995].

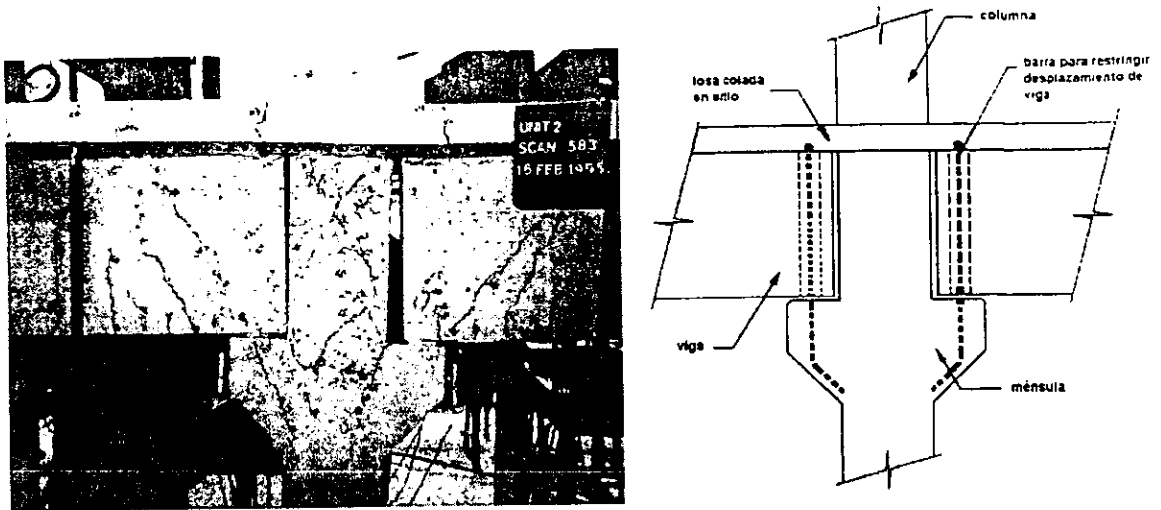


Fig. 5.8. Ensayes de viga sin continuidad en el lecho inferior

En la fig. 5.9 se muestra un diagrama de cuerpo libre con las fuerzas en la viga T del eje central en el apoyo con la columna, así como el estado de esfuerzos para un punto de este apoyo. Si se emplea el concepto anteriormente mencionado de resistencia por fricción, con el fin de analizar el comportamiento de la conexión estudiada en esta investigación, se obtiene lo siguiente. La fuerza normal en el apoyo de la viga, N , está dada por la reacción debida a la carga w , (peso propio y de sobrecarga), y sería igual a 1.6ton. Con este valor la fuerza de fricción correspondiente, F_f , es:

$$F_f = \mu \cdot N = 0.7 \cdot 1.6\text{ton} = 1.12\text{ton}.$$

En la expresión anterior μ es el coeficiente de fricción.

El esfuerzo normal σ de 40 kg/cm² y cortante τ igual a 28 kg/cm² se calcula como el promedio de la fuerza normal o la fuerza cortante, obtenidas anteriormente, distribuido en el área de apoyo (4x10 cm²). El esfuerzo σ_{Mt} de 34 kg/cm² corresponde al esfuerzo máximo en tensión del punto de apoyo, asociado al estado principal de esfuerzos.

Para el cálculo del esfuerzo resistente en tensión del concreto, f_t , se empleó un esfuerzo de compresión en el concreto de 330 kg/cm², como un promedio del valor recomendable, $f'_{c_{prom}}$, mostrado en la tabla 3.4 para el firme y conexiones.

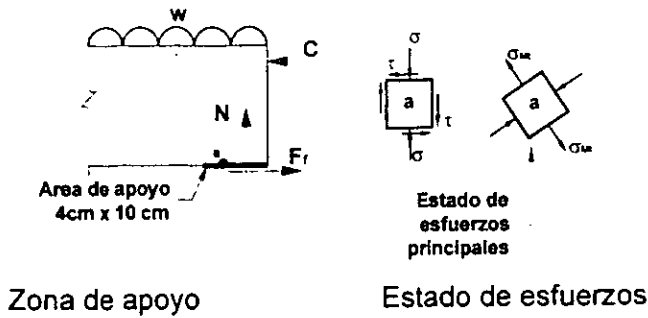


Fig. 5.9. Diagrama de cuerpo libre en una conexión sin continuidad del refuerzo inferior

$$\tau = 28 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M_t} = 34 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente en tensión en el concreto $f_t = 1.5 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.5 \cdot \sqrt{330} = 27 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{M_t} > f_t$$

El resultado anterior muestra que en el punto de apoyo es posible que se genere la fuerza de fricción hasta cuando provoque la resistencia por tensión diagonal en la zona del apoyo. El valor de esta fuerza, F_f , para esta condición es solo el 18% de la capacidad resistente de fluencia del refuerzo en tensión del lecho inferior ($A_s \cdot f_y$). Esto sugiere que el par resistente correspondiente a la fuerza de fricción mencionada se podría desarrollar sólo para momentos positivos menores que el 20% del momento correspondiente a la capacidad resistente de la viga en su lecho inferior.

En la fig. 5.10 se describe una posible trayectoria de cargas en una conexión monolítica, obtenida mediante la aplicación de un modelo simple de puntal y tirante, para el caso de momento positivo. Los resultados del análisis de estas cargas se van a emplear para evaluar el comportamiento de la conexión prefabricada en estudio. En la fig. 5.10a se muestran esfuerzos y agrietamientos típicos en la conexión monolítica. En la fig. 5.10b se muestra el modelo del puntal y tirante para dicha conexión. Empleando este modelo en la conexión del espécimen, fig. 5.10c, se observa que la tensión, T_e , debe ser soportada por los estribos denominados aquí "complementarios". Sin embargo, como se demuestra en lo que sigue, ocurren deslizamientos en los ganchos del refuerzo inferior de la viga en la zona de la conexión, lo que sugiere que los estribos no son capaces de desarrollar la mencionada fuerza T_e . En México se han efectuado ensayos de conexiones prefabricadas trabe-columna con características semejantes, en las que el refuerzo del

lecho inferior de las trabes tenía un 50% de la longitud de anclaje requerida por reglamento. Resultados de ensayos efectuados indican que los estribos complementarios no fluyen en la dirección del ensaye [Alcocer et al., 2000].

Dado que los deformímetros ubicados en el lecho inferior de los estribos instrumentados en esta investigación no funcionaron, no es posible concluir algo referente a la fluencia de estos estribos en la dirección del ensaye. Sin embargo, los resultados anteriormente mencionados de Alcocer et al. (2000), extrapolados a nuestro caso, podrían llevar a concluir que tampoco existió fluencia en estos estribos en al dirección del ensaye. En la fig. 4.21 se muestran las deformaciones en uno de los estribos complementarios para la conexión del nivel 1, en la dirección perpendicular a la aplicación de carga en el ensaye del espécimen. Allí se muestra que estas deformaciones son menores que la de fluencia.

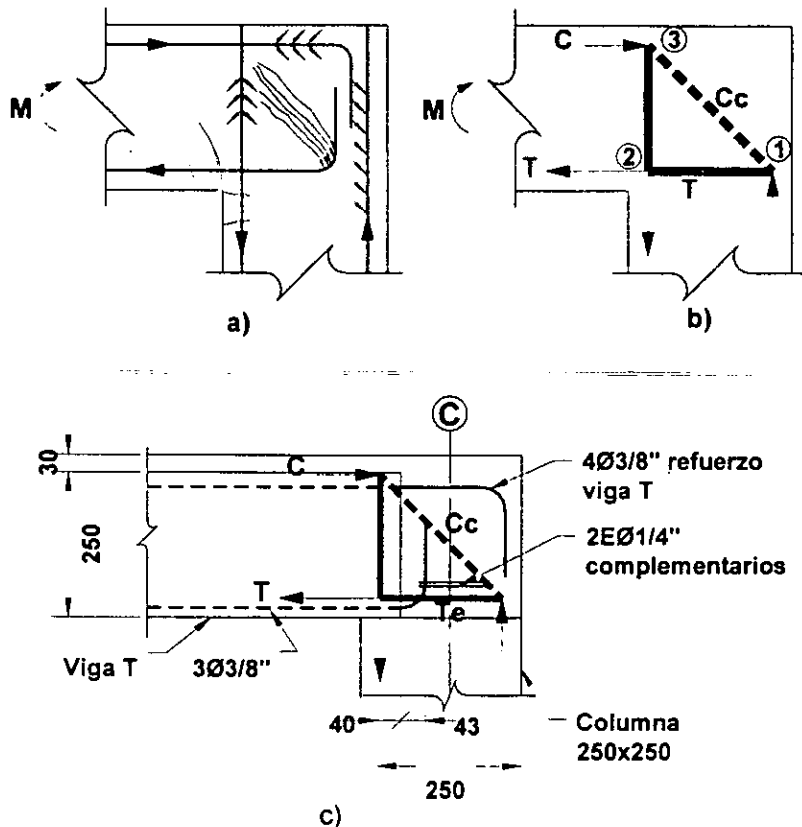


Fig. 5.10. Modelo de puntal y tirante para conexión

En la fig. 5.11 [Park y Paulay, 1975] se muestran curvas típicas de carga-deslizamiento para diferentes ángulos de doblez en varillas de refuerzo. Esta carga se relaciona con el cociente entre el esfuerzo aplicado a la barra, f_s , y la resistencia a compresión del cubo

5. Evaluación de resultados experimentales

de concreto, f'_{cu} . El deslizamiento está asociado a la deformación por compresión que produce el gancho en el concreto y se presenta en la parte recta de la barra [Park y Paulay, 1975]. La relación entre la resistencia de un cilindro y la resistencia de un cubo en este estudio se considera igual a 0.85 [Peterson, 1964].

Empleando la fig. 5.11 para un intervalo de deslizamiento de 0.1 a 0.7 mm, se obtiene una relación de carga f_s/f'_{cu} entre 4 y 9. El valor de la resistencia a la compresión, f'_c , del concreto de las conexiones fue 330 kg/cm^2 , con lo cual la resistencia de un cubo para emplear la gráfica 5.11 se obtiene como

$$f'_{cu} = 330 \text{ Kg/cm}^2 / 0.85 = 388 \text{ kg/cm}^2$$

De esta forma el intervalo de esfuerzos en el gancho de refuerzo del lecho inferior de la trabe prefabricada para los valores mencionados 4 y 9, sería 1550 kg/cm^2 y 3495 kg/cm^2 , respectivamente, es decir $0.35 \cdot f_y$ y $0.80 \cdot f_y$.

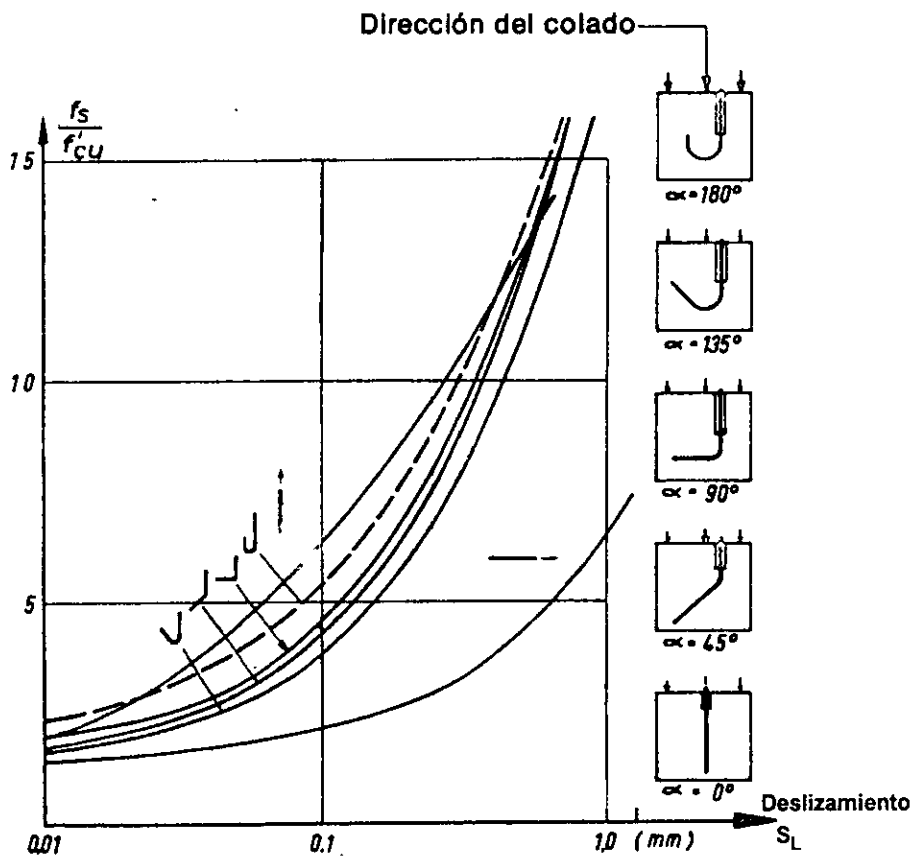


Fig. 5.11. Comportamiento de anclajes de varillas corrugadas [Park y Paulay, 1975]

Un criterio alternativo al anteriormente mencionado ha sido desarrollado por Wang y Salmon, (1973). Estos autores dan expresiones para determinar la resistencia anterior de un gancho, f_g , la cual se evalúa como

$$f_g = K_g \cdot f'_c$$

donde:

$$K_g = 0.034 \cdot f_y \leq 140 \text{ kg/cm}^2.$$

Utilizando los valores correspondientes al espécimen se obtienen los siguientes resultados:

$$f_y = 4390 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_g = 0.034 \cdot 4390 = 149 \text{ kg/cm}^2, \text{ mayor que } 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo tanto usar } K_g = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_g = 140 \cdot 0.330 = 2540 \text{ kg/cm}^2 = 0.6 \cdot f_y$$

Lo anterior indica que empleando el procedimiento propuesto por Wang y Salmon (1973), la capacidad en tensión máxima de gancho del refuerzo de la conexión en estudio sería aproximadamente igual a $0.6 \cdot f_y$, valor que cae en el intervalo anteriormente obtenido con el procedimiento descrito de Park y Paulay (1975).

Los resultados obtenidos con los dos criterios arriba descritos indican que el refuerzo del lecho inferior de la trabe prefabricada del marco del eje central, con el anclaje suministrado, no alcanza el esfuerzo de fluencia y que para deslizamientos de este refuerzo menores de 0.7 mm, el probable esfuerzo en el gancho sería menor que $0.8 \cdot f_y$.

5.5. Ductilidad y desplazamiento relativo global

En la definición del factor de ductilidad de desplazamiento se requiere también definir el desplazamiento de fluencia, el cual puede ser variable, ya que este parámetro no sigue un criterio aceptado ampliamente en la literatura [Park, 1988]. El problema se dificulta si la envolvente de los ciclos de histéresis de carga desplazamiento de la estructura o elemento estructural, no tiene la forma correspondiente a una representación bilineal como la que se muestra en la fig. 5.1. Tomando en cuenta estas restricciones, en esta investigación se sigue un criterio propuesto por otros investigadores [Mahin et al., 1976]

5. Evaluación de resultados experimentales

para definir el factor de ductilidad de desplazamientos del espécimen. Este criterio se basa en igualar el área bajo la envolvente de los ciclos de histéresis experimentales con el área bajo la curva bilineal. Este criterio ha sido ampliamente empleado en la literatura [Rodríguez y Santiago, 1993, Rodríguez y Santiago, 1996].

En la fig. 5.12 se muestran los valores de ductilidades para la envolvente de los ciclos de histéresis y la curva del modelo bilineal. La línea punteada corresponde al intervalo de deformación en el espécimen asociado a un nivel de daño importante en el muro, cercano a la pérdida de la estabilidad de éste fuera del plano, por lo que esta zona no se considera como un intervalo de deformación con un comportamiento aceptable de la estructura.

Empleando la envolvente experimental con línea sólida y un desplazamiento de fluencia de 15.8 mm, se obtendría una ductilidad μ máxima de 4.5 y un valor para Dr igual a 2.5% (fig. 5.12). Este valor de ductilidad es relativamente alto para una estructura prefabricada. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que para este nivel de ductilidad los daños observados en la estructura fueron significativos, los que además se pueden considerar sin posibilidad de reparación. Como se describió en el capítulo 4, cuando el espécimen alcanzó un valor Dr aproximadamente igual a 0.02 (μ cercano a 4), se observó el pandeo de las barras de refuerzo del muro.

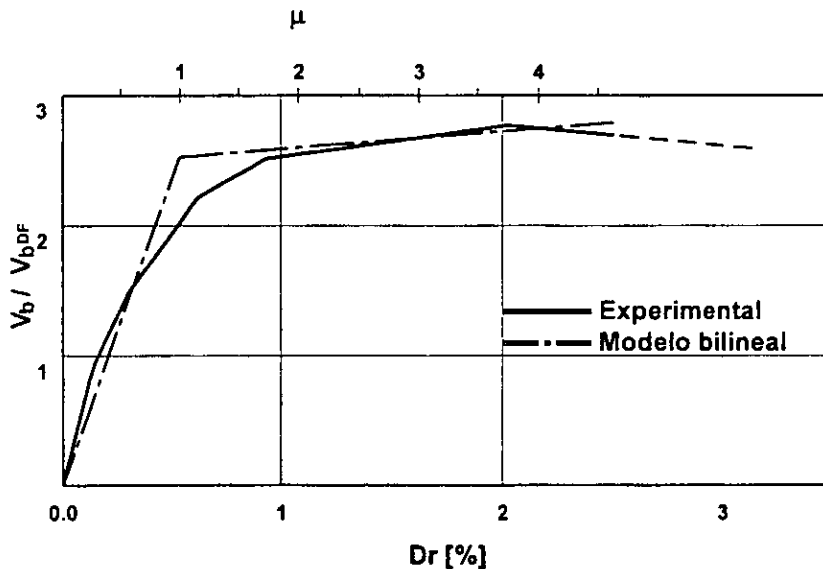


Fig. 5.12. Ductilidad de desplazamiento.

5.6. Mecanismo de colapso propuesto considerando el alargamiento del sistema de piso

5.6.1. Evaluación del mecanismo de colapso

En el ensayo del espécimen se observó el fenómeno de alargamiento de las vigas de piso, lo que se origina por la formación de articulaciones plásticas en las trabes [Fenwick, 1993]. Este efecto puede ser de importancia en el comportamiento de columnas de planta baja, ya que la cimentación trata de impedir el alargamiento de las vigas del primer nivel cuando se forman las articulaciones. Este efecto de restricción del alargamiento puede provocar fuerzas cortantes en columnas, no consideradas en los análisis convencionales, las que a su vez pueden provocar articulaciones plásticas adicionales en estos elementos estructurales [Fenwick, 1993]. En esta parte del trabajo se muestra que el efecto de alargamiento para el eje central del espécimen fue debido principalmente al deslizamiento de la viga en la zona de apoyo, comportamiento diferente al que presentaría una viga cuando la conexión tiene acero de refuerzo con la longitud de desarrollo necesaria.

Un criterio para evaluar dicho alargamiento se basa en suponer que está asociado a deformaciones despreciables del refuerzo longitudinal en compresión. Con esta hipótesis es posible calcular el alargamiento como la suma de las rotaciones en la viga multiplicada por la mitad de la distancia entre los centroides de los refuerzos en tensión y compresión. La expresión que resulta para evaluar el alargamiento del elemento, δ , es [Megget y Fenwick, 1989]:

$$\delta = \Sigma\theta \cdot \frac{d - d'}{2} \dots\dots\dots \text{ecuación 5.5}$$

El parámetro $\Sigma\theta$ es la suma de las rotaciones plásticas, d es el peralte efectivo y d' el recubrimiento del acero en compresión en el elemento.

Rodríguez y Santiago, (1996), han desarrollado un procedimiento para evaluar las rotaciones plásticas en la configuración asociada al mecanismo de viga, el que se aplica en el procedimiento descrito a continuación.

En la fig. 5.13 se muestra un eje de una crujía de un marco en la configuración mencionada, en nuestro caso correspondería al eje central del espécimen. En esta gráfica

5. Evaluación de resultados experimentales

l es el claro de la viga, h la altura de entrepiso, b distancia del eje de columna a la articulación y u_i , desplazamiento de entrepiso.

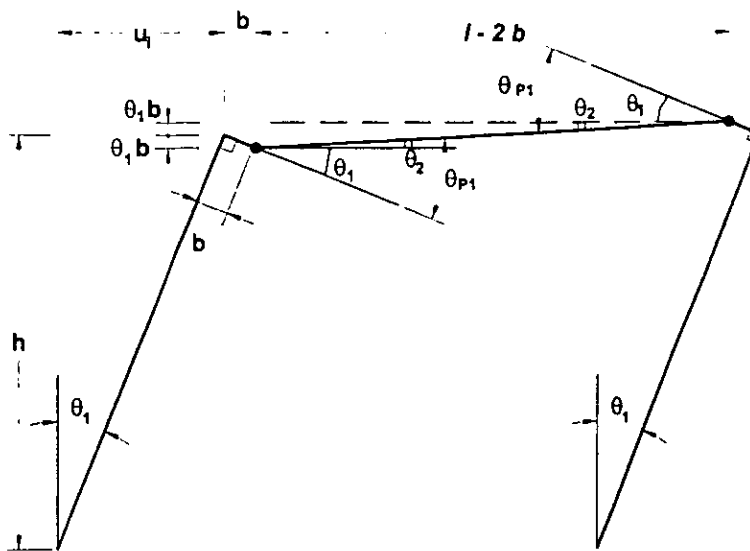


Fig. 5.13. Deformada correspondiente al mecanismo de colapso de viga para eje de un claro

Como se ha mencionado, para el caso del marco del eje central del espécimen, el refuerzo del lecho inferior de la viga presenta solo el 50% de la longitud de desarrollo que especifican las NTC96 y como se ha mostrado el esfuerzo en dicho refuerzo es menor que el de fluencia. Para tomar en cuenta esta características, la rotación en la zona de unión viga–columna para una articulación positiva (tensión en el lecho inferior), se define como θ_{PS} , la cual se puede considerar como una combinación de rotación de cuerpo rígido, función del deslizamiento S_L , fig. 5.11, y una rotación debida a las características plásticas de la sección. Para este mecanismo de colapso se considera que las columnas del marco mostrado en la fig. 5.13 rotan el mismo ángulo θ_r . Con esta hipótesis se obtiene la expresión para la rotación de la articulación negativa y positiva de la viga a cara de columna, θ_{p1} , mediante:

$$\theta_{p1} = \theta_1 + \theta_2 \quad (a)$$

$$\theta_1 = d_r = \frac{u_i}{h} \quad (b)$$

$$\theta_2 = \frac{2 \cdot \theta_1 \cdot b}{l - 2 \cdot b} \quad (c) \quad \text{Ecuaciones 5.6}$$

Combinando las expresiones anteriores, (a) a (c) de las ecuaciones 5.6 se tiene que el valor de la rotación θ_{p1} es:

$$\theta_{p1} = \frac{d_r \cdot l}{l - 2 \cdot b_c} \quad \text{Ecuación 5.7}$$

En la fig. 5.14 se muestra un eje de dos crujeas. el cual, en nuestro caso, corresponde al eje lateral donde se ubican los muros del espécimen. Las hipótesis de compatibilidad geométrica empleadas en el modelo propuesto para este marco son suponer que los ejes de columna y muro rotan un ángulo θ_1 . Para los cálculos se emplean los parámetros b_M que corresponde al semiancho del muro y l' que es la longitud de las vigas entre los ejes de muro y columna.

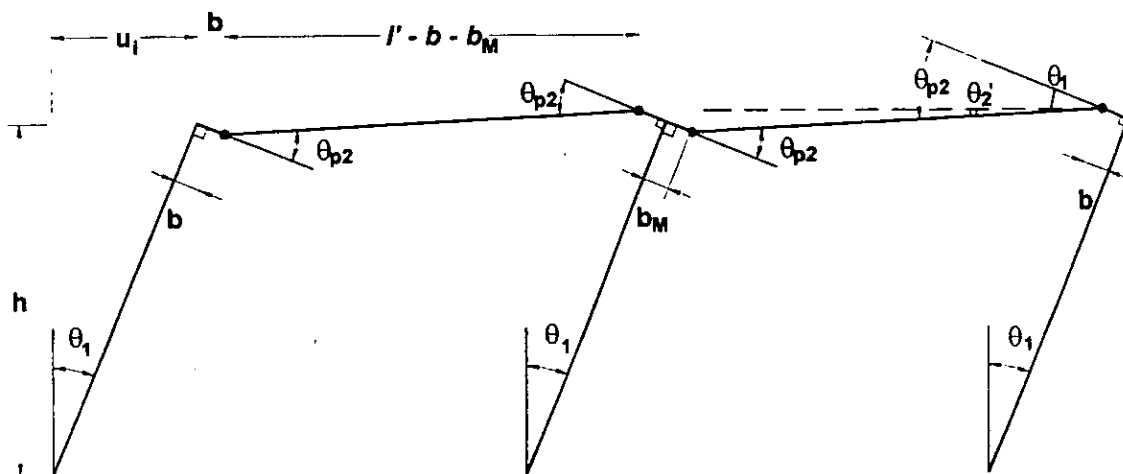


Fig. 5.14. Deformada correspondiente al mecanismo de colapso para eje de dos claros

Del análisis de compatibilidad geométrica y empleando la configuración mostrada en la fig. 5.14 se obtiene:

$$\theta_{p2} = \theta_1 + \theta_2' \quad (a)$$

$$\theta_1 = d_r = \frac{u_1}{h} \quad (b)$$

$$\theta_2' = \frac{\theta_1 \cdot b + \theta_1 \cdot b_M}{l' - b - b_M} \quad (c)$$

$$\theta_{p2} = \frac{d_r \cdot l'}{l' - b_c - b_M} \quad (d) \quad \text{ecuaciones 5.8}$$

Es importante mencionar que las expresiones para las rotaciones de los extremos de las vigas calculados con las ecuaciones 5.7 y 5.8(d) son válidas únicamente cuando se presentan todas las articulaciones necesarias para el mecanismo de colapso.

5. Evaluación de resultados experimentales

En la fig. 5.15a se muestran las componentes de rotación en una viga en la zona de articulación plástica a cara de columna. En ella se aprecia que la articulación total proviene de varias componentes, una debida a la rotación a cara de columna, θ_f , otra por la rotación elástica, θ_e , y la debida a la rotación inelástica, θ_p . Por consiguiente, la rotación total, θ_T , se define como:

$$\theta_T = \theta_f + \theta_e + \theta_p \quad \text{Ecuación 5.9}$$

Con los resultados obtenidos en el ensaye, empleando la instrumentación mostrada en las figs. 3.10, 3.11c y 3.11d, es posible calcular θ_T . En la fig. 5.15b se muestra esquemáticamente la ubicación de los instrumentos con los cuales se evaluaron las componentes de la rotación θ_T . Los instrumentos señalados con F registran desplazamientos con los cuales es posible calcular la rotación de cuerpo rígido de la sección, θ_f . Esta rotación es combinación del deslizamiento de la sección si hay problemas de anclaje, S_L , y la fluencia de esta barra, en el caso que la haya, dentro de la columna (para el caso de barra de una viga). Con los instrumentos señalados como P, se evalúa la curvatura ϕ_p de la sección, a partir de esta curvatura y la longitud plástica l_p , se obtiene la rotación θ_p como:

$$\theta_p = \phi_p \cdot l_p \quad \text{Ecuación 5.10}$$

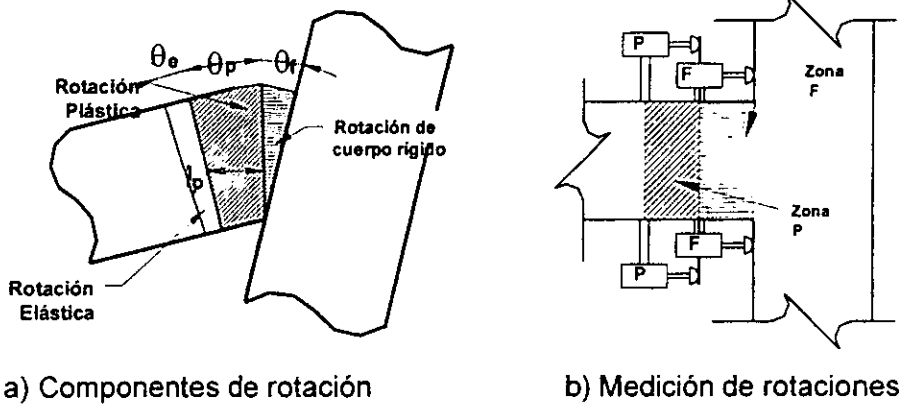


Fig. 5.15. Rotación en viga

Existen diferentes criterios para evaluar la longitud plástica, l_p . Por ejemplo, es común calcular l_p como $0.5h$ ó h , donde h es la altura de la sección. Paulay y Priestley (1992) proponen una expresión en la cual la longitud plástica depende principalmente de las características del refuerzo, y sugieren calcular l_p como:

$$l_p = 0.08 \cdot l + 0.0022 \cdot d_b \cdot f_y \quad \text{ecuación 5.11}$$

En la expresión anterior l es la longitud en centímetros de la viga hasta el punto de inflexión, d_b el diámetro en centímetros de la barra y f_y el esfuerzo de fluencia del refuerzo en kg/cm^2 . El segundo término de la ecuación 5.11 toma en cuenta la fluencia del acero de refuerzo de la trabe dentro de la columna (en el caso de trabe). Dado que en la interpretación de resultados del ensaye, este efecto se está tomando en cuenta empleando las mediciones de los instrumentos F (fig. 5.16b), el segundo término de la ecuación 5.11 no se considera para el cálculo de las rotaciones a cara de columna. En el ensaye no se ubicaron instrumentos a cara de muro, por lo cual la rotación de la viga en esta sección se calcula empleando la ecuación 5.11 completa. En la tabla 5.3 se muestran las componentes de la ecuación 5.11 para la viga del marco lateral a cara de muro y columna, los valores de la viga del eje central, así como el valor seleccionado del parámetro l_p para el cálculo de la rotación plástica.

Tabla 5.3. Valores de l_p para el cálculo de la rotación plástica

	$0.08 \cdot l$ [cm]	$0.0022 \cdot d_b \cdot f_y$ [cm]	l_p / h	l_p / h (seleccionado)
Viga lateral a cara de columna	3.9	9.0	0.57	0.17
Viga lateral a cara de muro	3.9	9.0	0.57	0.57
Viga central	10.0	9.0	0.68	0.36

En la fig. 5.16 se muestran las rotaciones medidas en el ensaye (con el valores seleccionado para l_p), θ_T , para las vigas del marco del eje lateral, para cada nivel de piso del espécimen. Estas rotaciones se muestran en forma adimensional, respecto al valor de θ_y , parámetro que se obtiene reemplazando ϕ_p por ϕ_y en la ecuación 5.10, donde ϕ_y es la curvatura de fluencia mostrada en el capítulo 4 (figs. 4.17 y 4.18). Las rotaciones θ_T se evalúan empleando los criterios mencionados anteriormente para la longitud plástica, suponiendo que la rotación elástica se puede despreciar por ser pequeña.

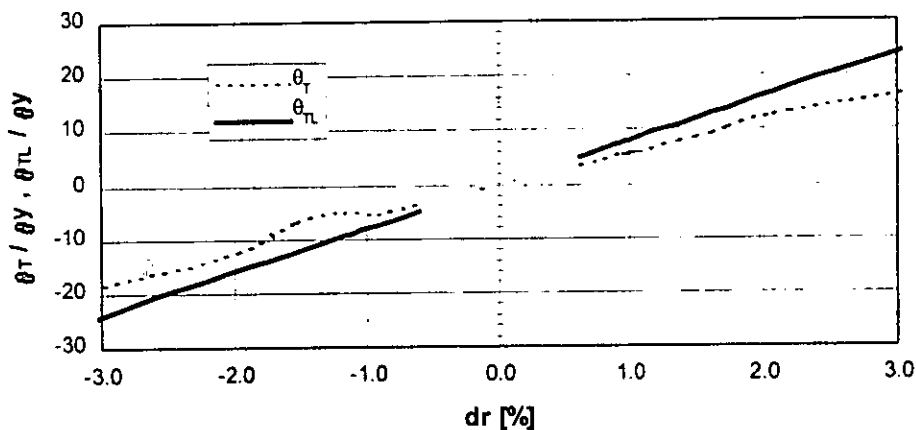
Con el propósito de comparar resultados obtenidos con el modelo de mecanismo de colapso propuesto para los marcos de borde y los medidos en el ensaye, la rotación total obtenida con este modelo, θ_{TL} se evalúa mediante:

$$\theta_{TL} = \theta_{p2} \quad \text{Ecuación 5.12}$$

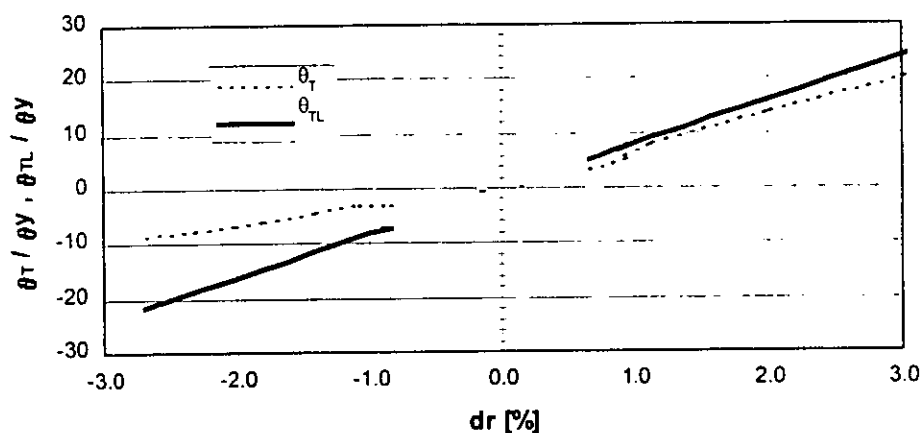
5. Evaluación de resultados experimentales

Donde θ_{p2} se define en la ecuación 5.8d. Los resultados de aplicar este criterio para los niveles 1 y 2 se muestran en la fig. 5.16, a partir del valor de dr correspondiente al inicio de la fluencia en el acero de refuerzo. Los resultados de la fig. 5.16a, caso nivel 1, muestran que las rotaciones totales calculadas, θ_T , se acercan razonablemente a los resultados del modelo teórico, θ_{TL} . Para el nivel 2, fig. 5.16b, la influencia del valor de l_p en el cálculo de θ_T es algo mayor que para el caso del nivel 1 y como en el caso anterior los resultados experimentales son razonablemente cercanos a los del modelo teórico.

En las figs. 5.16c y 5.16d se muestran las rotaciones de la viga a cara de muro en los dos niveles de piso. Los resultados muestran que las rotaciones totales no son cercanas, especialmente para el caso de las negativas. Lo anterior sugiere la posibilidad de rotación de la unión de la viga con el muro, como se observa en la fig. 4.6e.

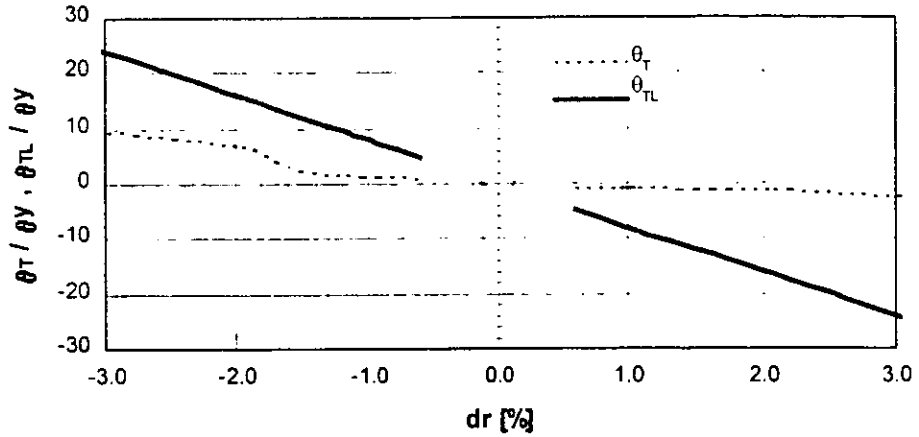


a) Nivel 1 a cara de columna

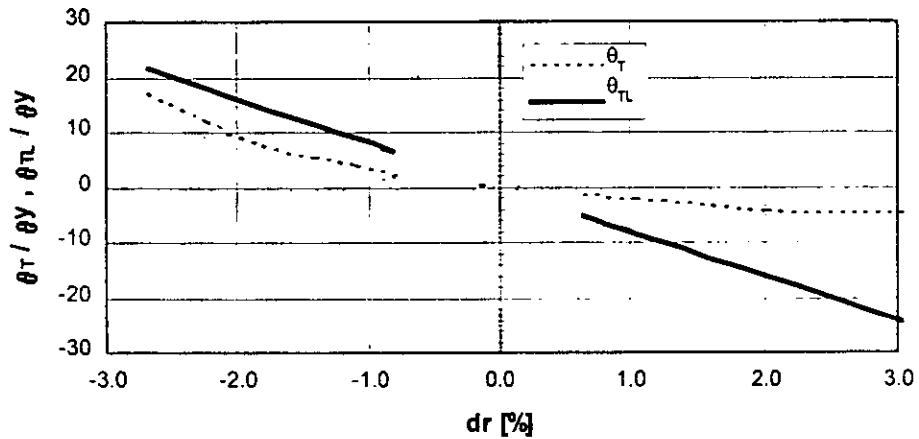


b) Nivel 2 a cara de columna

Fig. 5.16. Rotación total en viga de borde



c) Nivel 1 a cara de muro



d) Nivel 2 a cara de muro

Fig. 5.16. Rotación total en viga de borde (continuación)

En la fig. 5.17a se muestra una evaluación semejante al caso de la fig. 5.16, pero para el caso del marco del eje central, para lo cual las rotaciones experimentales se calcularon con base en las curvaturas medidas en el ensaye. También en la fig. 5.17a se muestran los resultados de θ_T empleando el modelo teórico ilustrado en la fig. 5.13 y evaluando la rotación total θ_{TC} como:

$$\theta_{TC} = \theta_{p1} \tag{Ecuación 5.13}$$

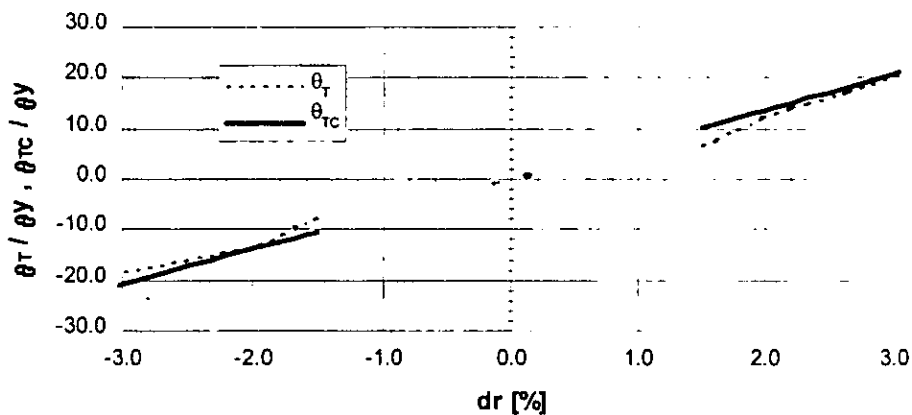
(θ_{p1} es definida por la ecuación 5.7)

Se observa en este caso que los resultados experimentales son razonablemente cercanos a los del modelo teórico. Para el nivel 2 no se muestran resultados, debido a que el

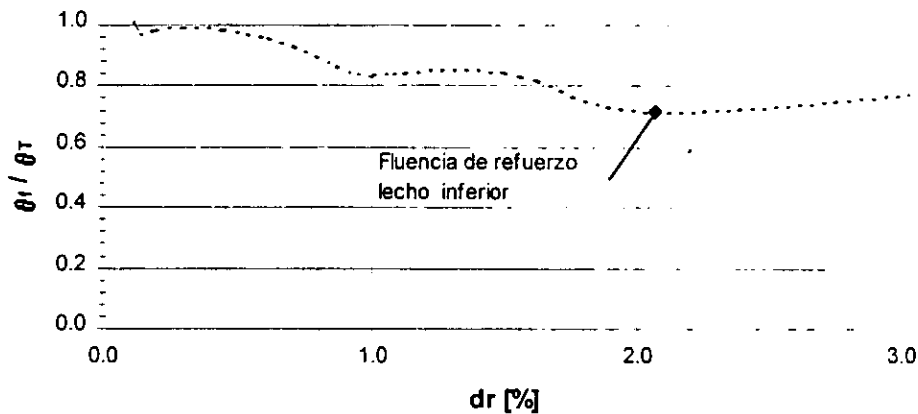
5. Evaluación de resultados experimentales

refuerzo de la viga central no fluye, condición necesaria como se comentó anteriormente para la obtención de θ_{p1} .

En la fig. 5.17b se muestra la rotación de cuerpo rígido, θ_r , en función de dr . En esta figura se aprecia que esta rotación, debida al deslizamiento, es aproximadamente el 80% de la rotación total. Lo anterior sugiere que las rotaciones que presentó la viga en estudio a cara de columna estuvieron asociadas a requisitos de compatibilidad geométrica, y en donde las condiciones de plasticidad no fueron relevantes.



a) Rotación total



b) Rotación debida al deslizamiento

Fig. 5.17. Rotación en viga central nivel 1

5.6.2. Evaluación del deslizamiento del refuerzo del lecho inferior, conexión trabe-columna en eje central

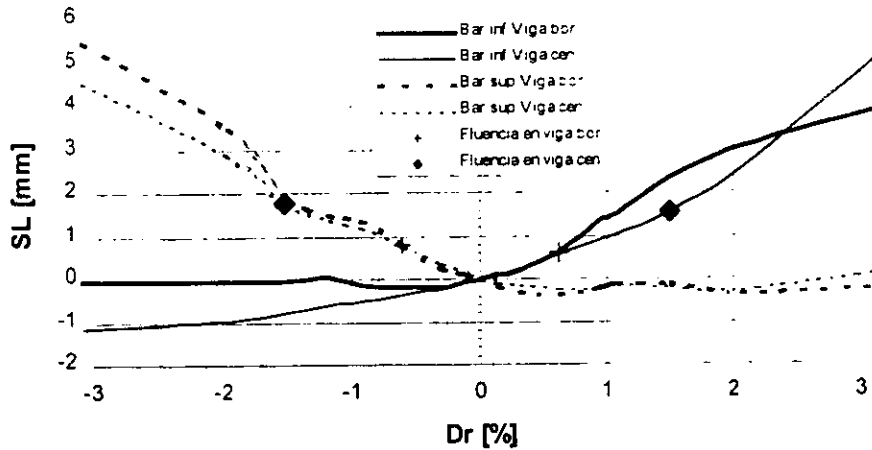
En el inciso 5.4.3 se mostró que para deslizamientos, S_L , menores que 0.7mm, el gancho del acero de refuerzo del lecho inferior de la viga T central no alcanza a fluir. Con el propósito de evaluar este comportamiento, se evaluarán los desplazamientos en las vigas medidos en el ensayo del espécimen.

En las figs. 5.18a y 5.18b se muestran los deslizamientos medidos con los instrumentos ubicados en la parte inferior de las vigas central y de borde (señalados con F en la fig. 5.15b) para cada nivel y en función de la distorsión global, D_r . En las figs. 5.18c y 5.18d se muestran las deformaciones medidas en las varillas en las secciones en estudio versus la distorsión global.

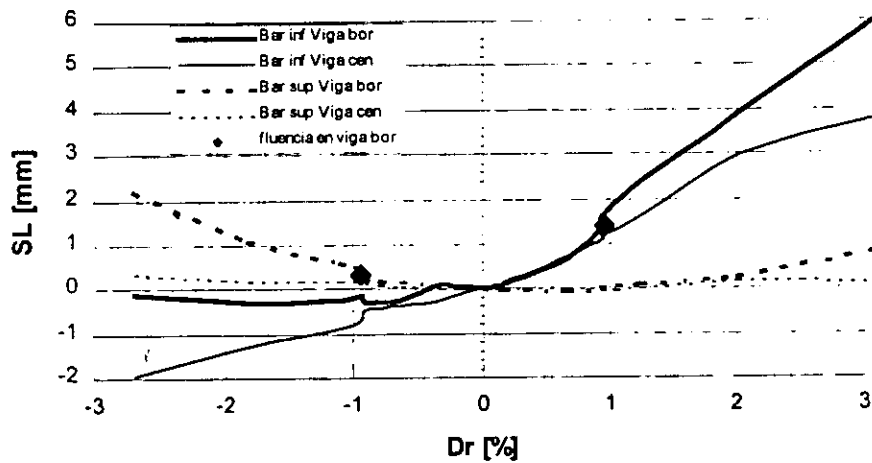
En la fig. 5.18a se muestran desplazamientos mayores para la sección inferior de la viga central, donde se tiene el 50% de la longitud de anclaje que especifican las NTC96, comparado con los desplazamientos medidos en las secciones que tienen longitudes de anclajes requeridas. Dicho desplazamiento se observa mas claramente en la zona con valores negativos de S_L . Estos valores medidos indican el movimiento de los ganchos del lecho inferior al invertir la carga lateral, lo que sugiere daños en el concreto, en la vecindad del gancho debido al movimiento.

En la fig. 5.18b se muestra que las deformaciones en compresión de la varilla del lecho inferior de la viga central son menores que las registradas para la viga lateral. Sin embargo; para el refuerzo con la longitud de anclaje requerida las deformaciones en compresión son mayores. Esto se explica debido a que el refuerzo del lecho inferior de la viga central no esta en contacto con el concreto debido al desplazamiento originado por el gancho al aplastar el concreto cuando la zona inferior está en tensión. Cuando se invierte la carga, el gancho debe recorrer la distancia desplazada antes de topar con el concreto y de esta forma se registran las deformaciones en compresión.

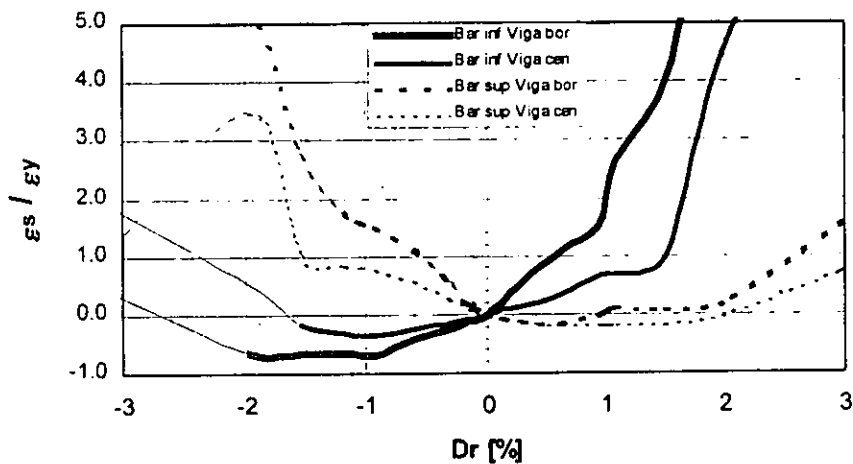
5. Evaluación de resultados experimentales



a) Deslizamiento en vigas del nivel 1

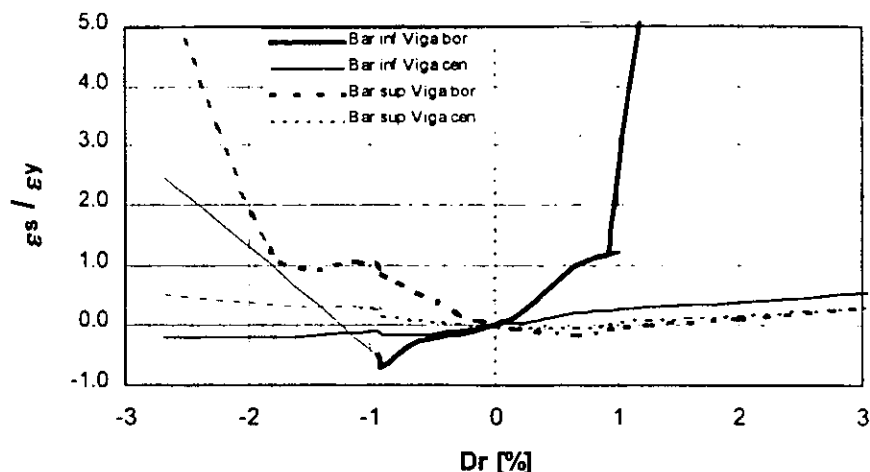


b) Deslizamiento en vigas en vigas del nivel 2



c) Esfuerzos en el acero de refuerzo en vigas del nivel 1

Fig. 5.18. Comportamiento de vigas en conexión trabe-columna



d) Esfuerzos en el acero de refuerzo en vigas del nivel 2

Fig. 5.18. Comportamiento de vigas en conexión trabe-columna (Continuación)

Los resultados aquí presentados y los obtenidos en 5.4.3 muestran que el anclaje del lecho inferior de la conexión trabe-columna del eje central, tiene un comportamiento diferente al de una conexión monolítica, al no permitir el llamado comportamiento de marco dúctil, dado que para distorsiones cercanas al 1%, el refuerzo del lecho inferior de la conexión no alcanza el valor de f_y y por tanto su capacidad resistente a flexión.

En el apéndice C se efectúa un análisis aproximado de deformaciones en el concreto y en el acero en una conexión trabe-columna del marco del eje central en estudio, considerando conexiones monolíticas y un comportamiento dúctil. En este análisis se emplean los parámetros ϵ_s que corresponde a la deformación del acero de refuerzo del lecho inferior de la conexión trabe columna con articulación positiva, ϵ_y es la deformación de fluencia, y ϵ_c es la deformación en el concreto. En dicho análisis se muestra que para una distorsión de entrepiso dr igual a 1%, la relación ϵ_s/ϵ_y , alcanza valores entre 2 y 5 para un intervalo de deformaciones en el concreto de 0.008 a 0.015, respectivamente. Esto apoya el comentario anterior sobre el comportamiento no dúctil de la conexión prefabricada en estudio.

5. Evaluación de resultados experimentales

5.6.3. Evaluación del alargamiento del sistema de piso en el espécimen

En la fig. 5.19 se muestra el alargamiento del sistema de piso calculado para el eje central con la hipótesis de considerar por nivel una articulación negativa, (el refuerzo del lecho superior tiene la longitud de anclaje especificada por las NTC96) y una rotación positiva, esta última función del deslizamiento como se ha mostrado en 5.6.2 y fig. 5.13. En este caso, para emplear la ecuación 5.5, se ha considerado:

$$\Sigma\theta=\theta_{p1} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

La articulación positiva de la viga en este marco no se toma en cuenta, dado que la sección sólo presenta rotaciones de cuerpo rígido que no producen alargamiento. También en la fig. 5.19 se muestran los resultados del alargamiento para el marco del eje lateral, para el cual se han considerado por nivel cuatro articulaciones, por lo que se obtiene:

$$\Sigma\theta=4\cdot\theta_{p2} \quad \text{Ecuación 5.14}$$

Con la expresión anterior se evalúa la ecuación 5.5 y los resultados se muestran en la fig. 5.19. En ella se observa que para el primer nivel el alargamiento calculado del eje lateral es mayor que el medido, principalmente porque la fuerza aplicada en el sistema de piso era siempre en compresión lo que disminuye el alargamiento. Por el contrario, en la viga del eje central, el alargamiento calculado es menor que el medido en el eje lateral. Esto se puede explicar si se considera que el alargamiento depende de la formación de articulaciones plásticas, las que en este caso se presenta sólo en un extremo de la viga central, ya que como se ha analizado anteriormente, la rotación del otro extremo, positiva, proviene principalmente del efecto de deslizamiento, que no produce alargamiento.

El nivel 2 muestra resultados semejantes a los del nivel 1, aún cuando las diferencias entre los valores medidos y calculados son algo mayores que para el caso del nivel 1. Se debe mencionar que por limitaciones en el sistema de medición, no pudo medirse el alargamiento en el eje central.

Los modelos que se muestran para el sistema de piso en el apéndice A, sugieren que está sometido a cargas de compresión debido al sistema de aplicación de cargas laterales, por la cual se restringe el alargamiento de las vigas.

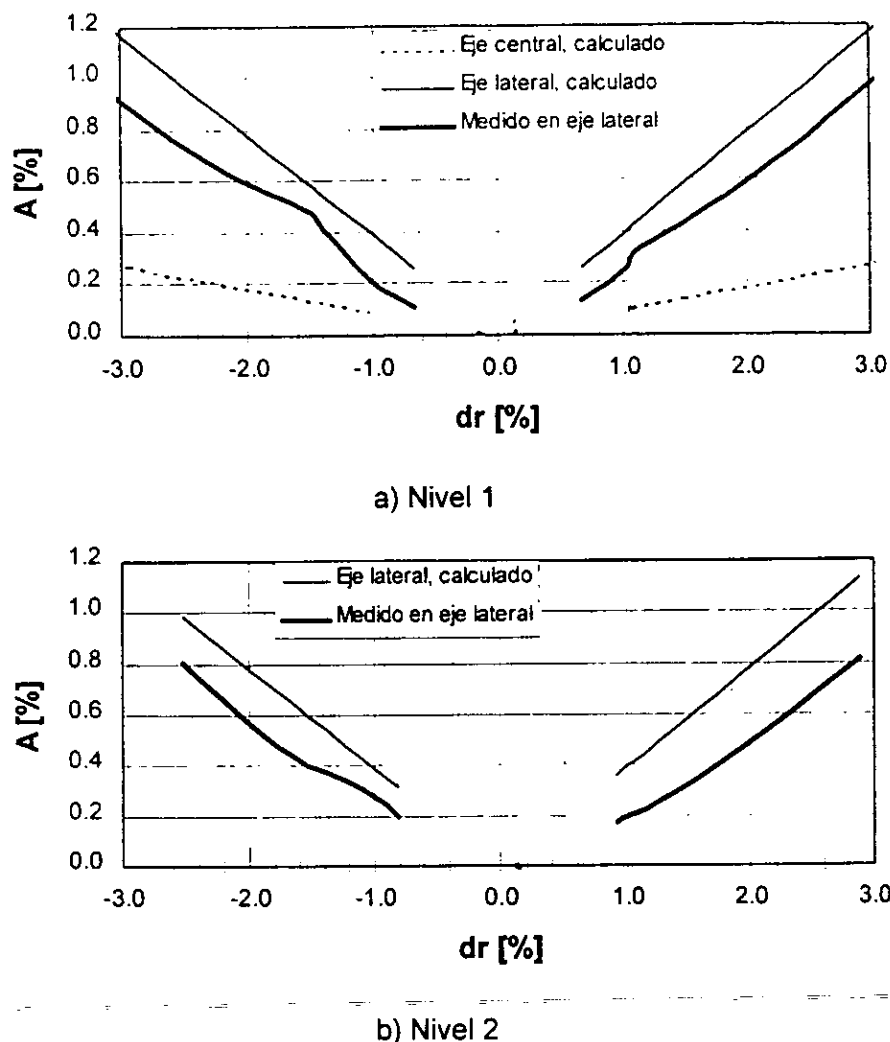


Fig. 5.19. Alargamiento del sistema de piso

5.7. Comportamiento histerético y comentarios adicionales

El área encerrada por los ciclos de histéresis carga lateral-desplazamiento medidos en el espécimen sugiere una capacidad aceptable de disipación de energía. El comportamiento observado fue principalmente de flexión, especialmente por el comportamiento mostrado por los muros.

En los ciclos finales del ensayo, para niveles de Dr algo mayores de 2%, se observó degradación de la capacidad resistente del espécimen. Esto ocurrió debido al notorio pandeo del refuerzo en la base del muro, así como por fracturas observadas en el sistema

5. Evaluación de resultados experimentales

de piso, lo que produjo que el muro se saliera de su plano. En este nivel del ensaye los elementos de los marcos absorbieron buena parte de la carga lateral sin presentar fallas frágiles que podrían llevar a la estructura al colapso. Sin embargo, los resultados de los incisos 5.4.3 y 5.6 para la conexión de la viga T, la cual no tiene la longitud de desarrollo especificada por las NTC96, mostraron que ésta presentó un comportamiento diferente al de una conexión monolítica.

5.8. Análisis no lineal

La evaluación analítica del comportamiento no lineal del espécimen se realizó con la ayuda del programa de cómputo RUAMOKO [Carr, 1998]. Se consideraron cargas laterales monotónicas crecientes, controlando el análisis con el criterio de desplazamientos incrementales. La estructura se representó como un solo marco bidimensional, aprovechando la simetría del espécimen, resultando 30 elementos trabajando a flexión, 12 para columnas, 4 para muros, 10 para vigas y 4 para conexión de los marcos (fig. 5.20). La aplicación de la carga lateral se realizó manteniendo la relación de fuerza lateral aplicada en el segundo nivel, a la del primero, con un valor constante de dos, lo que correspondió a las condiciones del ensaye del espécimen.

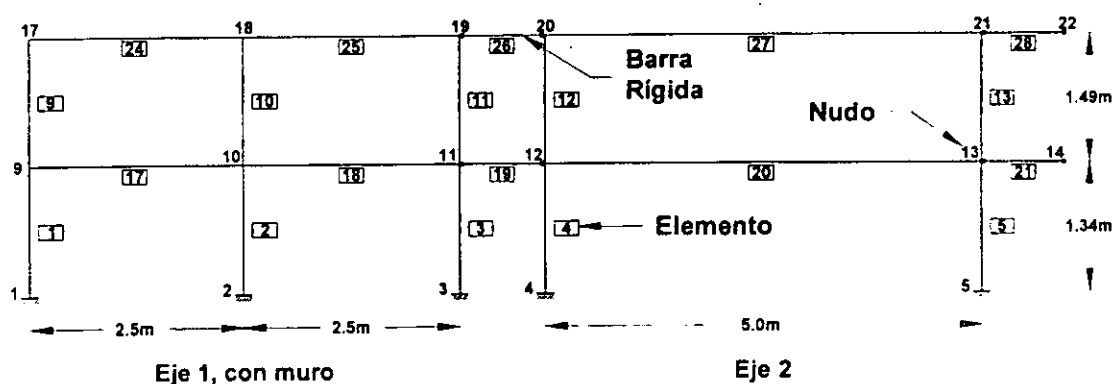


Fig. 5.20. Modelo estructural para el análisis no lineal

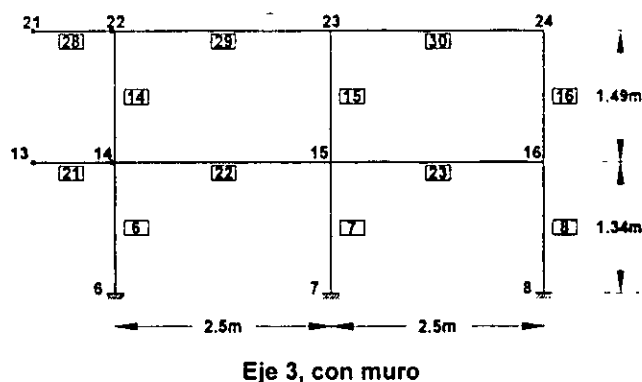
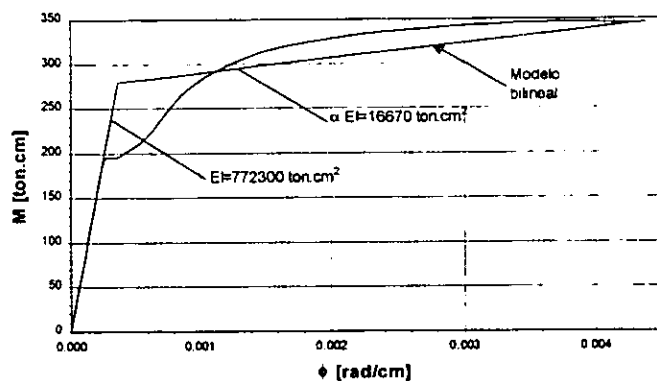


Fig. 5.20. Modelo estructural para el análisis no lineal (continuación)

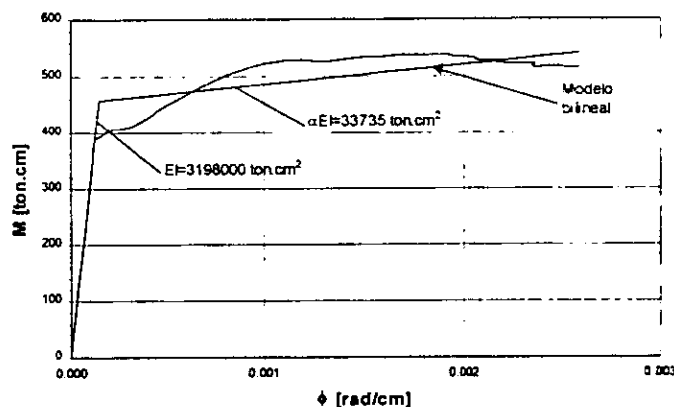
Para los elementos se evaluó el módulo de elasticidad del concreto de acuerdo con las NTC96, donde se especifica para concreto clase I el valor de $14000\sqrt{f'_c}$, para f'_c se empleó un valor promedio de los valores recomendables, $f'_{c_{prom}}$, que se muestran en la tabla 3.4 para cada uno de los elementos estructurales, el cual dio como resultado el valor de 380 kg/cm^2 . En el análisis no se consideró zona rígida en columnas, dado que las vigas son de menor ancho. Para las vigas de los ejes laterales 1 y 3 se consideró como longitud rígida medio peralte del muro. El momento de inercia y los de fluencia para los elementos estructurales del espécimen se determinaron empleando los diagramas momento curvatura que se muestran en la fig. 5.21, obtenidos con el programa de computo MOMCUR [Bernal, 1982] y BIAX [Wallace, 1989]. En esta figura también se muestran las pendientes de las curvas momento rotación requeridas por el programa RUAMOKO a partir de la representación bilineal del diagrama momento curvatura. Este modelo bilineal se definió tomando en cuenta de manera aproximada el criterio energético de igualar áreas, comentado anteriormente [Mahin et al., 1976]. En la tabla 5.4 se muestran los valores de las pendientes del modelo bilineal, la rigidez inicial EI y la rigidez del segundo tramo definida como αEI , donde α es la fracción de EI que define la rigidez de este tramo. También se muestra el valor de inercia empleado en los cálculos, I , así como su relación respecto a la inercia total de la sección, I_b , además se muestran los momentos de fluencia positivo M_y^+ y negativo M_y^- para las secciones a cara de columnas y muros de las vigas. Estos resultados indican que la rigidez lateral del espécimen se debe evaluar con reducciones importantes de los momentos de inercia total de las secciones, del orden del 10 al 50%, dependiendo del tipo de elemento estructural. Es relevante mencionar que reducciones de rigidez de este orden han sido medidas en ensayos experimentales de estructuras de losa plana reticular efectuados en México [Rodríguez y

5. Evaluación de resultados experimentales

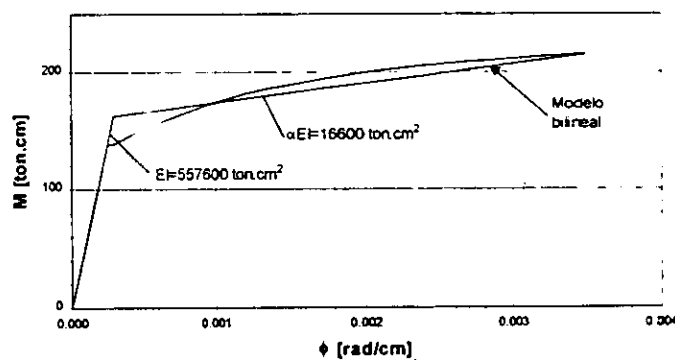
Santiago, 1993; Rodríguez y Santiago, 1996]. También es importante mencionar que para el valor de los momentos positivo y negativo de la viga T (eje 2) y la viga de borde (ejes 1 y 3) se consideró el firme como parte de la sección transversal con anchos de 2.0m y 1.0m respectivamente.



a) Viga eje 2, Momento positivo

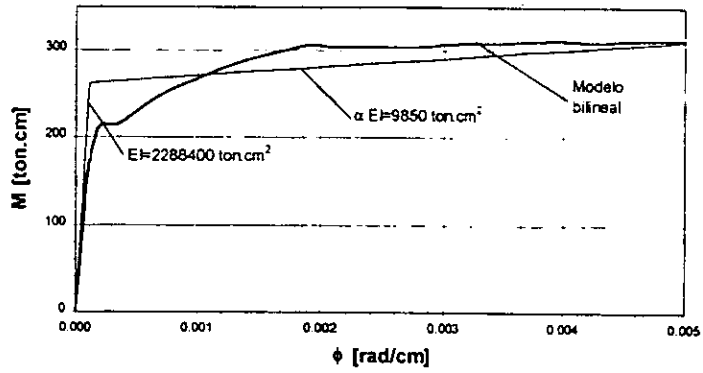


b) Viga eje 2, Momento negativo

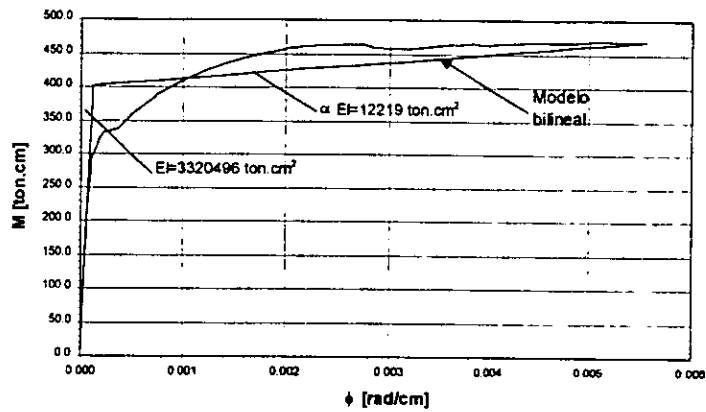


c) Viga longitudinal eje 1 y 3. Momento positivo

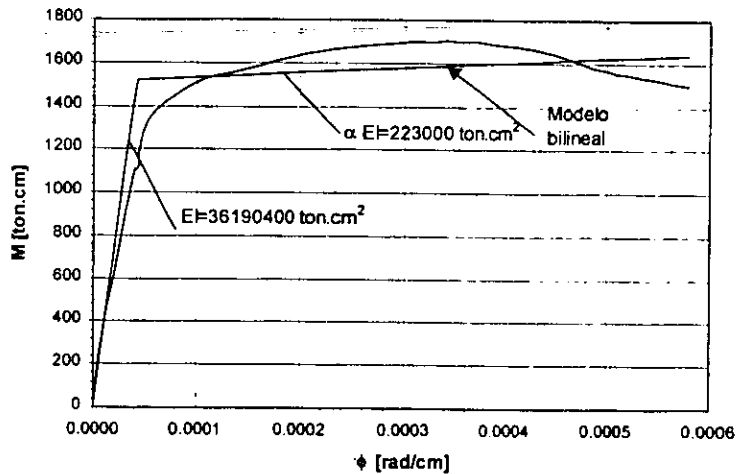
Fig. 5.21. Curvas Momento-Curvatura de los elementos estructurales del espécimen empleadas para el análisis no lineal



d) Viga longitudinal eje 1 y 3. Momento Negativo



c) Columna



d) Muro

Fig. 5.21. Curvas Momento-Curvatura de los elementos estructurales (continuación)

5. Evaluación de resultados experimentales

TABLA 5.4. Valores empleados en el análisis no lineal

ELEMENTO	EI [TON.m ²]	α EI [TON.m ²]	I [CM ⁴]	I/I _b [%]	My + [ton.m]	My - [ton.m]
Muro	3619.0	22.3	131405	46	--	--
Columna	332.0	1.2	12056	37	--	--
Viga eje 1 y 3 (positivo)	55.7	1.66	1997	7	1.67	--
Viga eje 1 y 3 (negativo)	228.8	1.0	8307	30	--	2.62
Viga eje 2 (positivo)	77.2	3.4	2803	4	2.79	--
Viga eje 2 (negativo)	319.8	1.7	11612	18	--	4.79

En la fig. 5.22 se muestra la curva cortante basal (en forma adimensional) versus distorsión global, V-Dr, obtenida del análisis no lineal, empleando las hipótesis ya comentadas. También en esta figura se muestra la envolvente de los ciclos V-Dr experimentales obtenidos (línea llena). Se observa en la parte inelástica de la estructura, que ésta alcanza alrededor de 10% más capacidad resistente que la obtenida del análisis. La rigidez inicial tangente a la curva teórica es 3.68 ton/mm, valor cercano al obtenido mediante el modelo bilineal comentado en la sección 5.2 cuyo valor es 3.39 ton/mm. Estos resultados indican una buena aproximación entre los valores calculados y medidos de la relación monotónica V-Dr.

En la fig. 5.23 se muestran los cortantes basales obtenidos en los muros y columnas de acuerdo al análisis no lineal. En esta gráfica se observa que los muros y columnas no alcanzan la fluencia de manera simultánea. Además, como se observa en la escala de ductilidades para cada componente estructural, las ductilidades máximas alcanzadas en muros y columnas son muy diferentes, 10 para los primeros y 4 para los segundos. Este resultado muestra la importancia de los muros en la respuesta de un sistema dual, ya que ellos permiten reducir de manera drástica las demandas de ductilidad y desplazamientos en las columnas de este sistema.

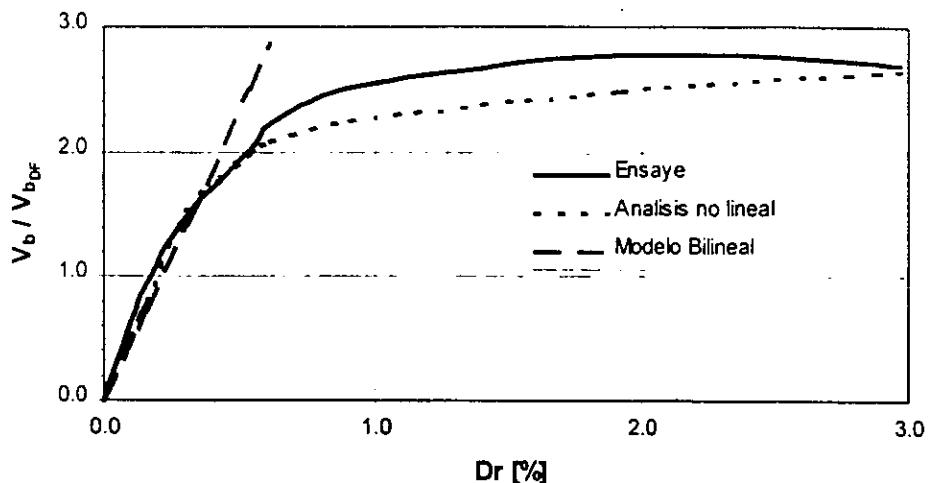


Fig. 5.22. Cortante basal desplazamiento de azotea obtenidos de un análisis teórico y del ensayo ante cargas cíclicas

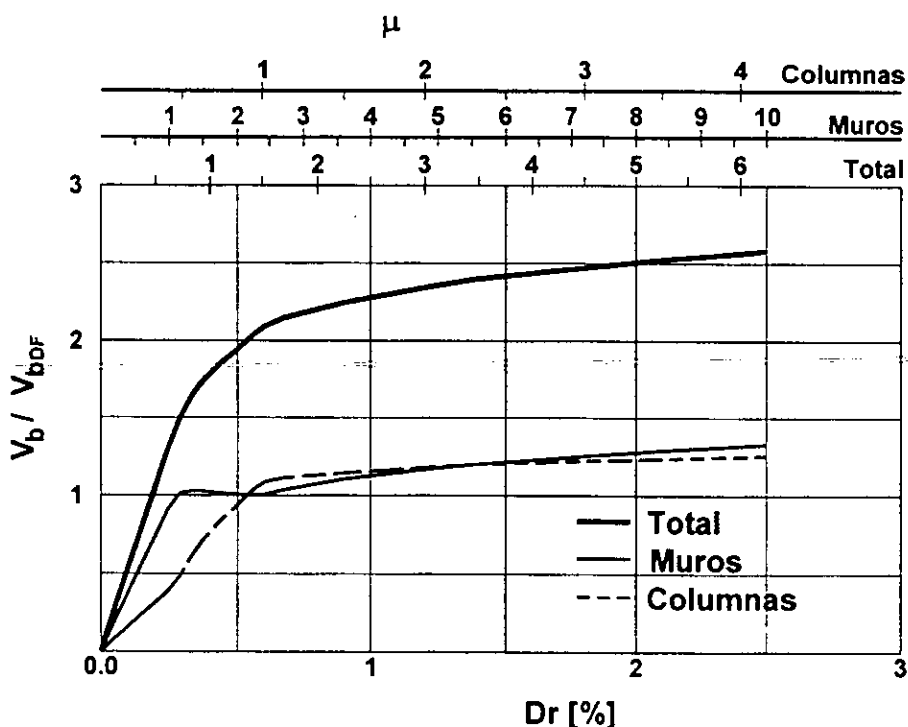


Fig. 5.23. Cortantes calculados en muros y columnas

En la fig. 5.24 se muestran las demandas de momento flexionante en vigas de primer nivel del eje lateral (N°17) a cara de muro o columna y viga de primer nivel del eje central (N°20) obtenidas del análisis no lineal. En la curva de la fig. 5.24 se muestra en forma

5. Evaluación de resultados experimentales

adimensional con el valor del momento de fluencia, positivo o negativo, presentado en la tabla 5.4.

Para la viga 17 (eje lateral), en la sección a cara de columna, se observa que permanece elástica hasta un nivel de distorsión global de 0.3%, valor donde la curva total en la fig. 5.23 cambia su pendiente y donde los muros inician la fluencia. Los resultados para la viga 20 (eje central) indican que la fluencia de la sección se inicia en un valor de Dr cercano a 1.4%, lo que coincide razonablemente con los valores medidos de deformaciones en las varillas instrumentadas en la sección en estudio (fig. 5.18). Este resultado analítico indica que mientras los muros resistan la mayor parte de la carga lateral, la conexión trabe-columna del eje central (intersección de los ejes A o C con el eje 2) no estará sometida a demandas altas de deformación. Resultado congruente con lo observado en el espécimen ensayado, donde la fluencia de la viga se presentó sólo para niveles altos de deformación lateral del espécimen, correspondientes a daños severos en los muros.

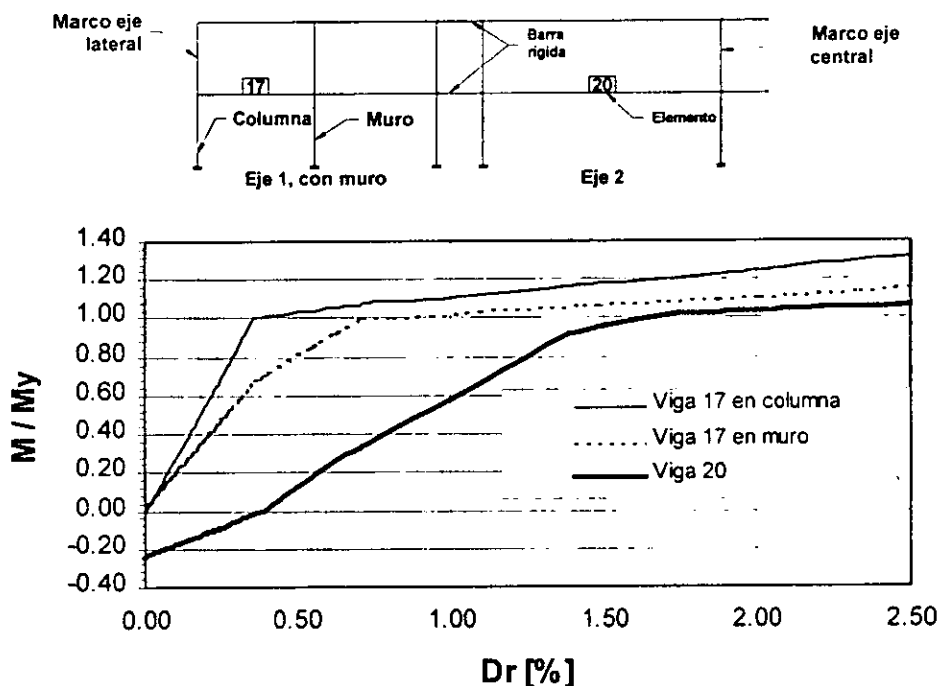


Fig. 5.24. Momentos positivos de vigas a cara de columna y muro

En el análisis previo para la selección del sistema estructural, tabla 3.1 se observó que el empleo de muros disminuía las distorsiones de entrepiso en 40% respecto a las obtenidas en un sistema a base de marcos, y de esta forma la demanda de las acciones en los

elementos estructurales. Para estudiar el posible comportamiento no lineal del sistema a base de marcos, se realizó otro análisis, en el cual se reemplazaron los muros del espécimen por columnas, con las mismas características de las existentes en la estructura original. En la fig. 5.25 se muestra la curva obtenida con el mencionado criterio y se compara con las presentadas en la fig. 5.22. Se observa que el sistema a base de sólo marcos alcanza una resistencia 35% menor que la obtenida con el sistema dual.

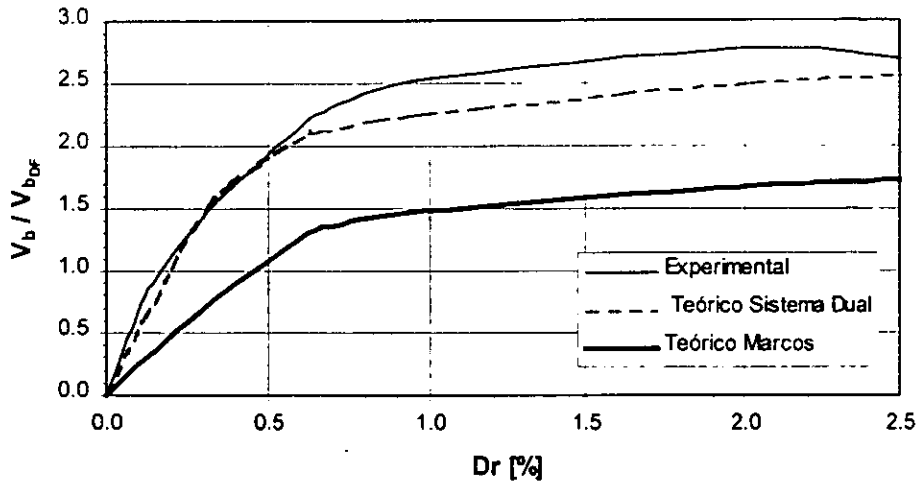


Fig. 5.25. Resultados para el sistema dual y a base de marcos

En la fig. 5.26 se muestran los resultados de los momentos para el caso de sólo marcos en las mismas secciones de las vigas 17 y 20 presentadas para el sistema dual de la fig. 5.24. Los resultados para los dos sistemas no presentan una diferencia apreciable indicando un comportamiento semejante para estas vigas.

Estos resultados mostrados para comparar los sistemas estructurales indican que el sistema a base de marcos presenta un comportamiento, alrededor de 2.5 veces más flexible que el sistema dual y alcanza un nivel de carga V_b/V_{bDF} máxima igual a 1.7, 35% menor que la obtenida en el ensayo. Además, para alcanzar un nivel de resistencia similar al del sistema dual es necesario reforzar más la estructura suministrando más acero en las columnas y aumentando el peralte para disminuir las demandas en las conexiones. Esta solución, como se comentó en el capítulo 2, se convierte en una alternativa antieconómica para la industria de la construcción de estructuras prefabricadas. Además, con el sistema dual se obtiene más redundancia estructural, con una primera línea de defensa dada por los muros.

5. Evaluación de resultados experimentales

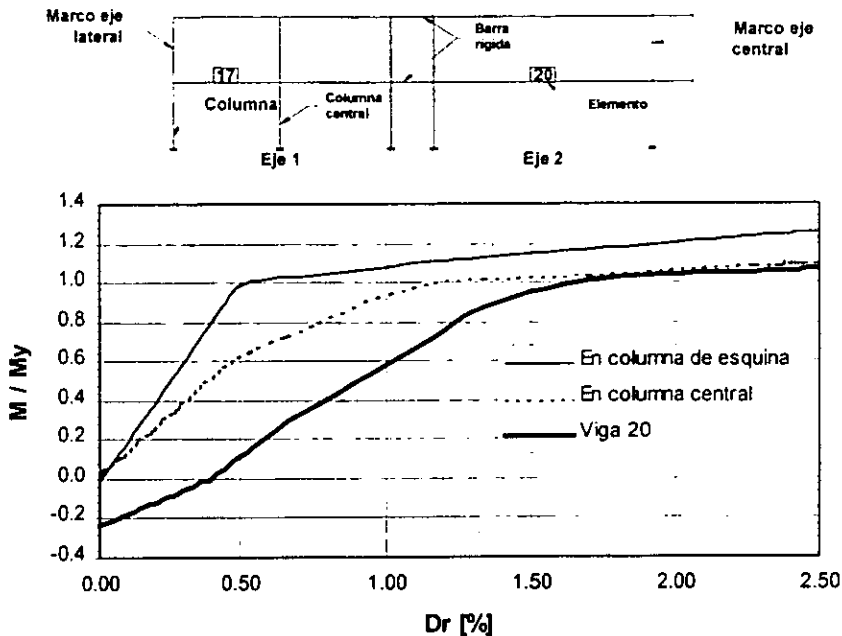


Fig. 5.26. Momentos de vigas en sistema a base de marcos

Con los elementos mecánicos obtenidos en los apoyos del modelo estructural, fig. 5.20 y aplicando la expresión para calcular la fuerza en las paredes de los candeleros, la cual se muestra en el apéndice B como C , se obtiene la fig. 5.27. En esta gráfica se relaciona la fuerza C con la distorsión global Dr . La carga, $C_d=9.6$ ton, corresponde a la de diseño de los candeleros, evaluada en el mismo apéndice. En la fig. 5.27 se observa que los candeleros no fueron sometidos a altas solicitaciones, lo que coincide con el hecho de que en los candeleros no se observó ningún agrietamiento.

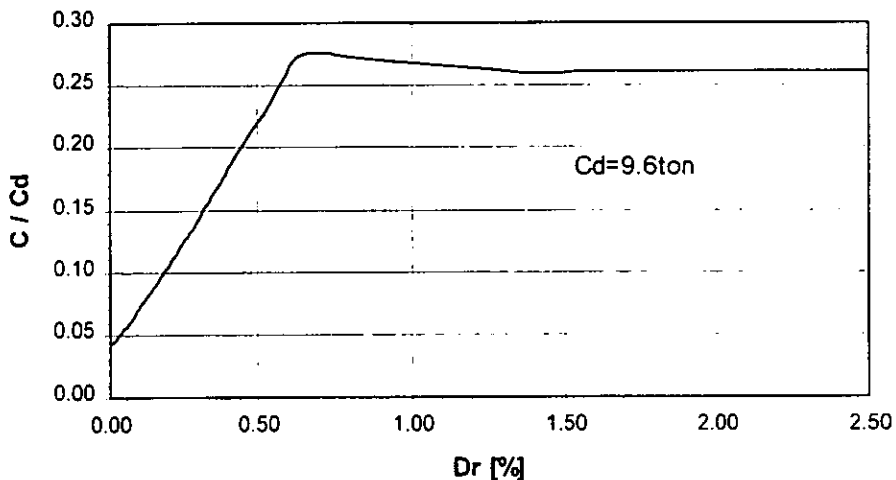


Fig. 5.27. Fuerzas en candeleros

6. CONCLUSIONES

En esta investigación se ensayó en laboratorio, aplicando cargas laterales cíclicas reversibles, una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles empleando el sistema dual y características comúnmente utilizadas por la industria de la prefabricación para este tipo de edificaciones. Las conclusiones a las que se llegó al evaluar el comportamiento sísmico de la estructura prefabricada son las siguientes.

1. Se observó que para el cálculo de la rigidez inicial lateral de la estructura no deben emplearse los momentos de inercia de la sección bruta total, dado que sobrestima de manera considerable el valor de este parámetro. Un criterio que se recomienda, y que fue empleado en esta investigación, es obtener los valores de estas inercias a partir de un análisis momento-curvatura de las secciones transversales de los diferentes elementos estructurales. Para el caso estudiado en esta investigación, este procedimiento llevó a valores de momento de inercia que variaron entre 20% a 50% de los valores correspondientes de la sección total. Es relevante mencionar que este tipo de resultados ha sido observado también en otros tipos de estructuras estudiadas en la literatura, por lo que este tipo de recomendación debería ser incluida en reglamentos de construcción como el RCDF93.
2. Se evaluó el factor de ductilidad global de desplazamiento, μ , del espécimen prefabricado, empleando un modelo bilineal para representar la envolvente de los ciclos de histéresis experimentales carga-desplazamiento. El empleo de este criterio y la definición de los desplazamientos de fluencia y último, descritos anteriormente, lleva a obtener para μ un valor máximo aproximadamente igual a cuatro. Se puede considerar que este valor no está lejos de valores típicos de ductilidad de desplazamiento observados en marcos dúctiles de concreto reforzado.
3. Se evaluó la capacidad resistente del espécimen analizando diferentes secciones críticas de los elementos estructurales empleando las expresiones que especifica el RCDF93. Se alcanzó una resistencia 2.7 veces mayor que la calculada de acuerdo a este reglamento. Tal sobrerresistencia se explica si se toma en cuenta que en general los reglamentos subestiman las capacidades resistentes de los elementos estructurales al ignorar por ejemplo los efectos de endurecimiento por deformación del

acero y de confinamiento en el concreto. Además se debe considerar que la resistencia calculada de acuerdo con reglamentos está asociada al inicio del comportamiento inelástico de la estructura, en donde sólo un elemento alcanza su resistencia y los demás elementos continúan en el intervalo elástico, permitiendo que la estructura tenga capacidad de resistencia adicional.

4. La capacidad resistente alcanzada en el ensaye del espécimen estuvo asociada al pandeo del refuerzo ubicado en los extremos de los muros y a falla en la zona de unión del sistema de piso con los muros, lo que provocó que éstos se salieran de su plano. Este comportamiento podría haberse mejorado si al refuerzo ubicado en los extremos de los muros se le hubiera dado confinamiento de una manera semejante que en columnas. De acuerdo con las especificaciones del RCDF93 este confinamiento no era necesario. También este comportamiento se podría haber mejorado con un mejor diseño del sistema de piso, considerando de manera adecuada el diseño de la malla del firme. Esto no es requerido de manera explícita por las NTC96.
5. El sistema de piso mostró un comportamiento de diafragma rígido hasta un intervalo de carga aplicada de 1.5 a 2.2 veces el cortante calculado con las especificaciones del RCDF93. En este intervalo el firme se agrietó severamente y con ruptura de la malla de refuerzo. Además, la rugosidad suministrada en los elementos prefabricados no influyó en la respuesta del diafragma.
6. El comportamiento observado en el sistema de piso indica la necesidad de realizar cálculos y detallado del acero de refuerzo más rigurosos, para lo cual es recomendable la aplicación del método del puntal y tirante. Además, el ensaye efectuado indicó que la cuantía de acero usualmente empleada en el firme no es suficiente, especialmente en las zonas de entrepiso vecinas a muros, las que son críticas para la transferencia de la carga lateral.
7. Las conexiones viga–columna y viga–muro con longitud de anclaje especificada por el RCDF93 mostraron un buen comportamiento, al permitir que los elementos involucrados desarrollaran su capacidad de resistencia y de deformación. Los

6. Conclusiones

agrietamientos en estas conexiones se presentaron como consecuencia del deterioro en los muros.

8. La conexión viga-columna del eje central, con el 50% de la longitud de anclaje especificada por el RCDF93, presentó un comportamiento que se puede considerar no deseable. Este detalle del refuerzo de la viga en la zona de la conexión viga-columna no permitió que la sección de la viga desarrollara su capacidad resistente en momento positivo como lo haría una conexión monolítica. Además, se midieron movimientos importantes en este refuerzo, producidos por la falta de anclaje del refuerzo en el concreto, característica que tampoco presentaría una conexión monolítica. También se observó que los estribos complementarios empleados para lograr la continuidad del refuerzo del lecho inferior en la conexión mencionada, no cumplieron la función para la que fueron diseñados, por lo que no mejoraron el comportamiento de la conexión.
9. Es necesario hacer énfasis en lograr un diseño para conexiones prefabricadas que representen apropiadamente sus características de comportamiento, considerando la hipótesis que este comportamiento puede ser diferente al de una conexión monolítica, como en el caso de las conexiones del marco del eje central del espécimen estudiado. La solución empleada para unir las vigas del marco del eje central no se recomienda emplear en zonas catalogadas de riesgo sísmico alto, dado que para distorsiones de entrepiso mayores que 1%, generan daños en el nudo indeseables.
10. El sistema dual (combinación de marcos y muros estructurales) disminuye de manera relevante las demandas de deformación a que son sometidas las conexiones de la estructura. El empleo de este sistema permite lograr detalles de diseño y construcción de conexiones trabe-columna de marcos prefabricados con características menos elaboradas que las que se requerirían en conexiones trabe-columna en sistemas a base de marcos.
11. La estructura ensayada presentó un comportamiento en general satisfactorio. Sin embargo, se debe hacer énfasis que se está empleando el sistema dual, donde los muros estructurales toman la mayor parte de las acciones sísmicas, con lo que se reduce significativamente las demandas en las secciones críticas de los marcos del sistema. Por esta razón, los resultados globales del análisis no lineal efectuados para

el espécimen son razonablemente cercanos a los resultados experimentales. Se debe tener cuidado en extrapolar esta condición al caso de sistemas de marcos de concreto prefabricado, ya que en éstos el modelo analítico para el comportamiento sísmico de las conexiones sería relevante para obtener resultados confiables.

7. RECONOCIMIENTO

Esta investigación fue patrocinada por el Instituto de Ingeniería (UNAM), CONACYT y ANIPPAC (Asociación Nacional de la Industria de la Prefabricación y Presfuerzo del Concreto). Se agradece la colaboración del personal del Instituto de Ingeniería (I de I), del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por facilitar sus instalaciones. Igualmente se agradece el apoyo e interés de la ANIPPAC quien donó los materiales para la construcción del espécimen y además facilitó el personal especializado para el montaje e izaje de los diferentes elementos prefabricados y para la ubicación del espécimen en el lugar del ensaye.

La construcción de los elementos se realizó en el laboratorio del I de I, la construcción y ensayos del espécimen se efectuaron en las instalaciones del CENAPRED, empleando los sistemas de aplicación de carga, de instrumentación y de adquisición de datos de esta última institución por lo que se agradece todo el apoyo brindado.

8. REFERENCIAS

1. ACI Committe 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95)". American Concrete Institute, U.S.A, 1995.
2. Alcocer S, Carranza R, Perez D. "Behaviour of a Precast Concrete Beam-Column Connection""12 World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelandia, 2000
3. ANIPPAC. Catálogo de información de productos y servicios. PREMEX "Viguetas Sísmicas", INPRESA "Precolados de naves industriales". ITISA "Losas SPANCRETE". TICONSA "Vigas TT", Mexico, sin fecha.
4. Bernal, D. "Relaciones entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM. diciembre de 1982.
5. Bertero V, Anderson J and Krawinkler H. "Performance of Steel Buildings Structures During the Northridge Earthquake", Report N° UBC/EERC-94/09, University of California at Berkley, august 1994.
6. Bull D, Park R, Elliot D, Park A "Simulated Seismic Loading of Gravity or Secondary Concrete Frames". Journal New Zealand Concrete Construcción, october december, 1995
7. Carr, A. "RUAUMOKO, Computer Program Library". University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 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, 1996.
9. Carranza, R. Comunicación personal, 1997
10. Clough A y Penzien J. "Dynamics of Structures", Segunda edición, Mc Graw Hill. U.S.A., 1993
11. Drysdale, Hamid and Baker. "Mansory Structures Behavior and Desing". Prentice Hall, U.S.A, 1994
12. Eliot, KS, Davies, G and Omar, W. "Experimental and Theorical Investigacion of Precast Concrete Hollow-Cored Slabs Used as Horizontal Floor Diaphragms". The Structural Engineer, Vol 70, N° 10, 1992

13. Fenwick, R, "Member Elongation, a Neglected Factor in Seismic Design". Proceedings The Tom Paulay Symposium, La Jolla, Cal, 1993
14. Fleischman, Sause, Pessiki and Rhodes. "Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms". PCI Journal, January-February 1998.
15. Ghosh S, Dow S, Krishnan K. "Precast Structures in Regions of High Seismicity: 1997 UBC Design Provisions". PCI Journal 1997.
16. Graf, B. "Analysis and Design of Diaphragms from the Designer's Perspective". ACI Convention, Denver USA, 1996.
17. Green N. "Earthquake Resistant Building Design and Construction". Elsevier, US, 1987. Third edition.
18. 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 National Society for Earthquake Engineering, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, 1991.
19. Kunnath S, Panahshani N and Reinborn A. "Seismic Response of RC Buildings with Inelastic Floor Diaphragms". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 117, N°4, April 1991.
20. Mahin, S y Bertero, V. "Problems in Establishing and Predicting Ductility in Structural Design", Proceedings of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering. San Luis, Misuri, 1976.
21. Maison, B F y Neuss, C F. "Manual SUPER-ETABS" Manual de Programa de Cómputo para Análisis Elástico de Estructuras, Berkeley, USA, septiembre 1974.
22. Megget L y Fenwick R C. " Seismic Behaviour of a Reinforced Concrete Portal Frame Sustaining Gravity Loads". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol 22, N° 1, New Zealand, March 1989.
23. NTC96. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México DF, 1996.
24. Osanai Y, Watanabe F and Okamoto S. "Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns". ACI Structural Journal. May - June 1986.
25. Park R, and Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado". México, Editorial Limusa, 8ª impresión, 1975.

Referencias

26. Park, Robert. "A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand". PCI Journal, May-June 1995.
27. Park, R. "ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing". Proceedings Ninth World Conference on Earthquake Engineerin, vol VIII, Tokio-Kyoto, 1988.
28. Park R, Elliot D and Park A."Simulated Seismic Loading of Gravity or Secondary Concrete Frames". NZ concrete construccion, october- november 1995.
29. Paulay T, Priestley MJN and Syngé J. "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls". ACI Journal. July-August 1982.
30. Paulay T, Restrepo J. "Displacement and Ductility Compatibility in Buildings with Mixed Structural Systems". Journal of the Structural Engineering Society New Zealand. Volume 11, N° 1, April 1998.
31. Paulay T, Priestley MJN. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masory Buildings" John Wiley and Sons inc. USA, 1992
32. 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.
33. Priestley, MJN. "The PRESSS Program - Current Status and Proposed Plans for Phase III". PCI Journal, march-april 1996.
34. Peterson, N "Strength of Concrete in Finished Structures". Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology. 1964
35. RCDF93, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F, 1993
36. Restrepo J, Park R and Buchanan A. "Seismic Load Test on Connections Between Precast Concrete Elements" New Zealand Concrete Society, Silver Jubilee Conference. Wairakei, Taupo, Nueva Zelandia, 1989.
37. Rodriguez M, Santiago S. "Ensayes Sísmicos de una Estructura de Losa Plana Reticular Rehabilitada". Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 579, Febrero de 1996.
38. Sheppard D, William P. "Plant-Cast Precast and Prestressed Concrete". USA. Mc Graw Hill inc, 3th edition, 1989,.
39. Schlaich, J, Schaefer, Jennewein. "Towards a Consistant Desing of Structural Concrete". Journal Prestressed Concrete Institute, vol 32, N°3, May - june 1987.

40. UBC 1994, Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1994
41. Wallace, John. "Biax User Manual. A Computer for the Analysis of Reinforced Concrete Sections" University of California at Berkeley. July 1989
42. Wong, Chu-kia and Salmon, Charles. "Reinforced Concrete Design" Second edition, New York, 1973
43. Wood S, Stanton J, Hawkins N "New Seismic Design Provisions for Diaphragms and Precast Concrete Parking Structures". PCI Journal, January-February, 2000
44. Zermeño, M. "Comportamiento de Conexiones entre Elementos Prefabricados de Concreto ante Cargas Alternadas". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.

Apéndice A. Aplicación de la teoría del puntal y tirante

Para la evaluación de la resistencia del sistema de piso se empleó la teoría del puntal y tirante [Schlaich et al., 1987]. Este es un procedimiento sencillo y práctico para el diseño, y consiste en analizar una estructura de concreto reforzado mediante una armadura con puntales de concreto en compresión y tirantes de acero en tensión.

En la fig. A.1 se muestra la configuración típica del sistema de piso, los elementos que la conforman, las principales dimensiones, así como la ubicación de los actuadores hidráulicos. En la fig. A.2 se muestran los resultados obtenidos con varios modelos con el objeto de comparar las respuestas y determinar el más apropiado. En la respuesta de los modelos se varió la distancia desde el eje del muro hacia los ejes laterales de las vigas portantes, con el objeto de determinar el ancho más conveniente, es decir que lleve al trabajo interno mínimo.

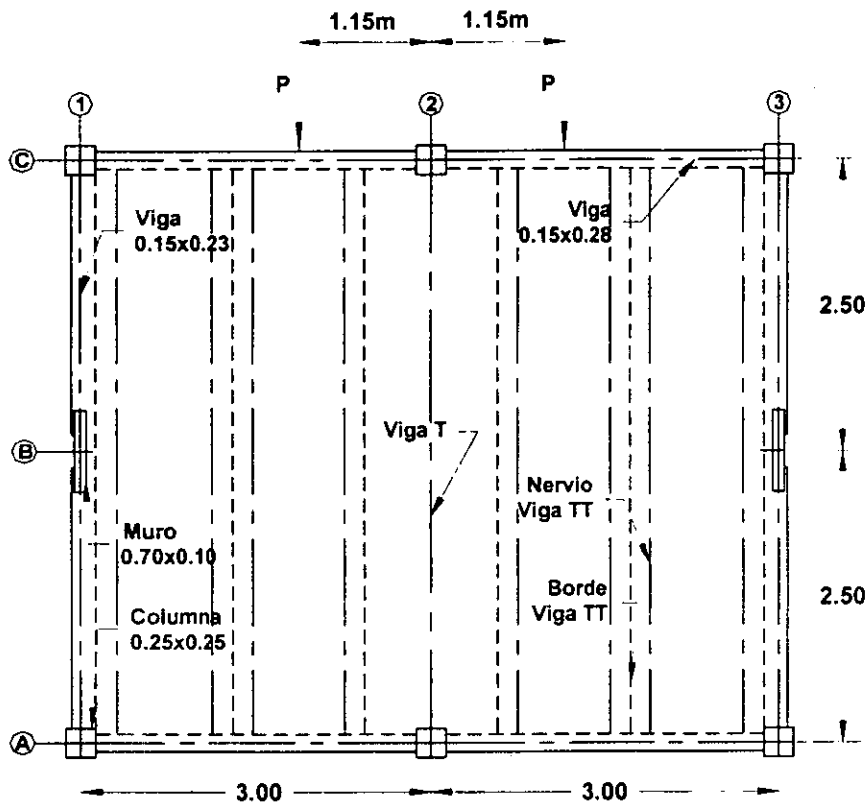
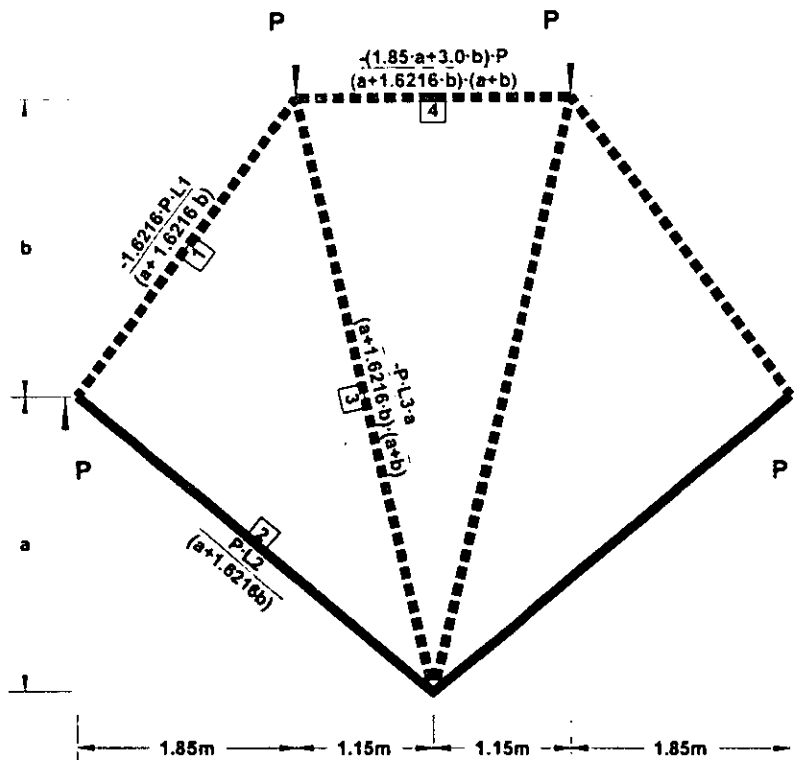
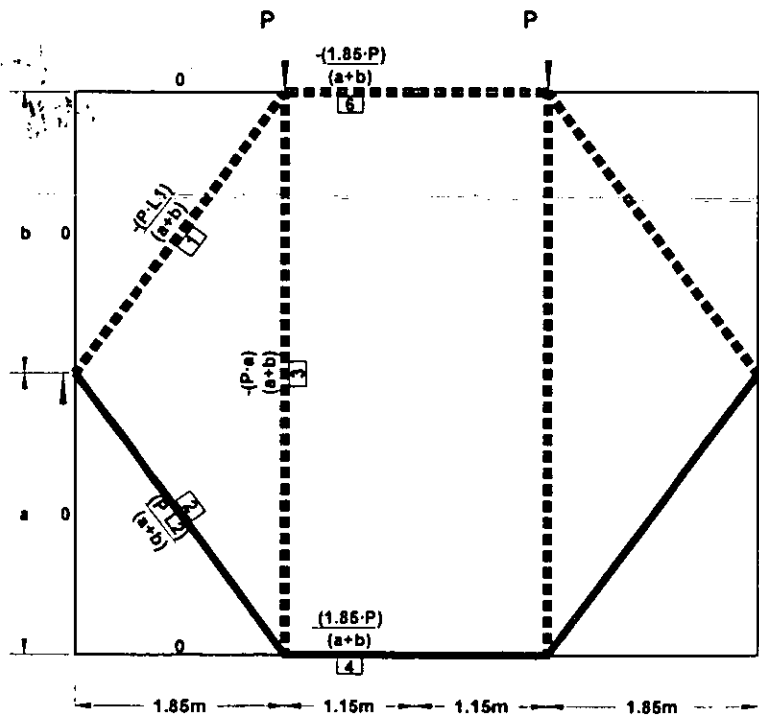


Fig. A.1. Planta típica del sistema de piso



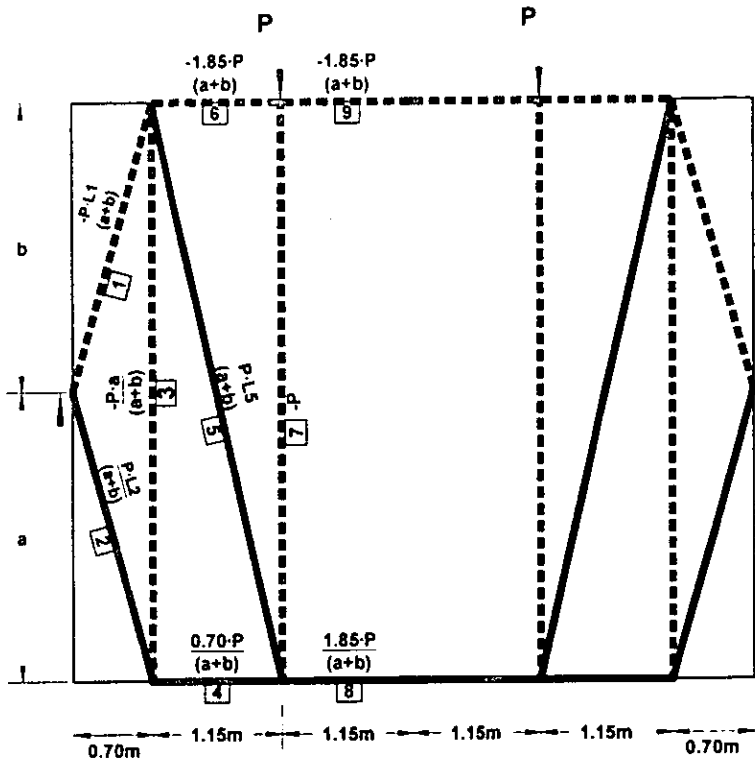
a) Modelo 1



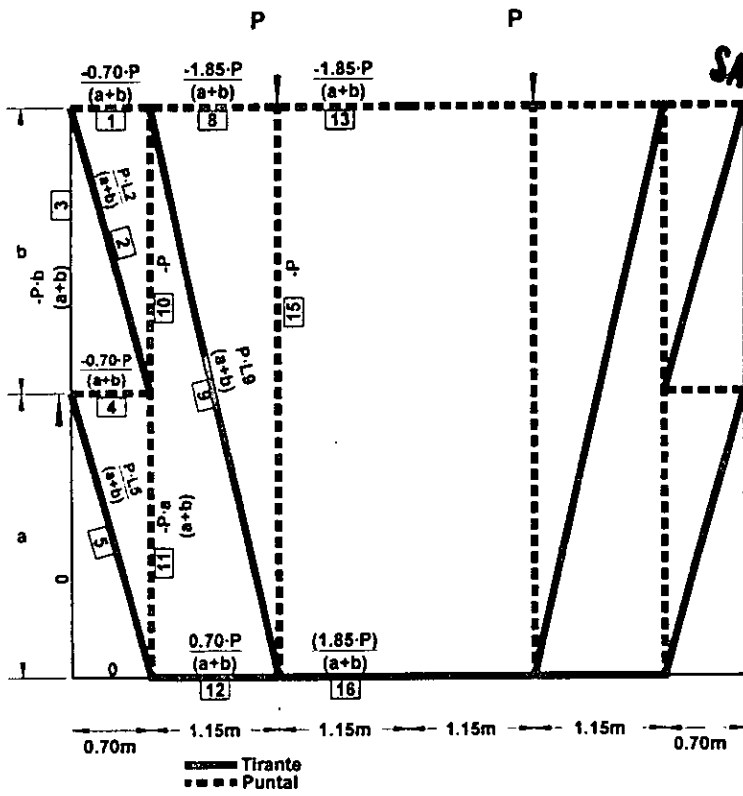
— Tirante
 - - - - - Puntal

b) Modelo 2

Fig. A.2. fuerzas en los modelos



c) Modelo 3



d) Modelo 4

Fig. A.2. fuerzas en los modelos (continuación)

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

En la fig. A.3 se muestra el trabajo que realizan las fuerzas internas de los modelos mostrados anteriormente y obtenido como, $\sum F_i \cdot L_i \cdot \varepsilon_{mi}$, donde F_i es el valor de la fuerza obtenida del cálculo, L_i la longitud del elemento y ε_{mi} es la deformación del elemento i , el que se asume igual para los dos materiales. El modelo que se debe seleccionar es aquel en el cual el trabajo es mínimo. Un aspecto que ayuda a explicar este criterio es considerar que los tirantes (de acero) son mucho más deformables que los puntales (de concreto), por lo cual el modelo que presente el mínimo de tirantes llevará a mejores resultados.

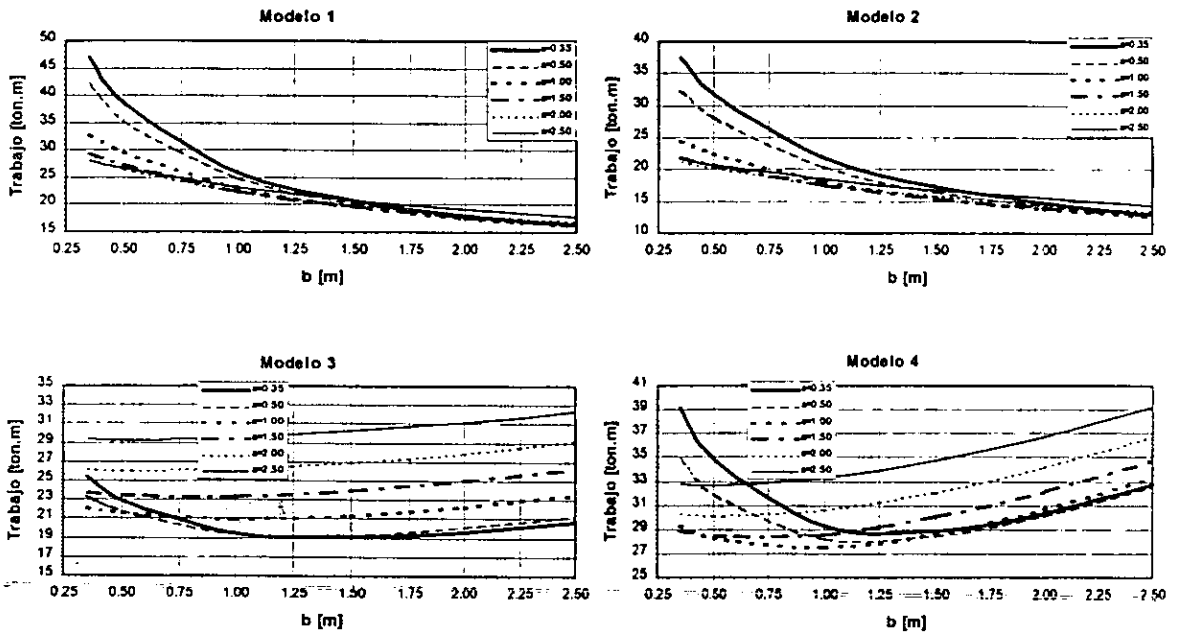


Fig. A.3. Trabajo calculado en los modelos

Con base en el criterio anterior los modelos 3 y 4 no serían recomendables, dado que el trabajo interno que se realiza con ellos es mayor que los obtenidos con los modelos 1 y 2. El modelo 2 sería el deseable por presentar el mínimo trabajo. De la fig. A.3, también se infiere que los valores más apropiados para las distancias "a" y "b" que se muestran en los modelos de la fig. A.2 son 1.00m y 2.5m, respectivamente, por lo cual para el cálculo de las resistencias de los elementos que a continuación se efectúan se emplearán los resultados obtenidos con estas distancias. Las propiedades de los elementos son las siguientes: para el concreto: f_c igual a 380 kg/cm^2 ; para el acero f_y igual a 5220 kg/cm^2 y para varilla de $\phi 1/2$ " el valor $f_y=5700 \text{ kg/cm}^2$. Para la malla de refuerzo del firme se consideró un área de $0.61 \text{ cm}^2/\text{m}$ (malla 6"x6" 10/10).

Cálculo de resistencias en los modelos aconsejados de puntal y tirante

- Modelo 1

Elemento 4. Puntal

Del análisis de carga axial del puntal en el elemento 4 (fig. A.2a), C_4 , se obtiene

$$C_4 = \frac{(1.85 \cdot a + 3.0 \cdot b) \cdot P}{(a + b) \cdot (a + 1.6216 \cdot b)} = 0.37 \cdot P$$

En la expresión anterior P es la carga axial aplicada en un nudo del sistema de piso (fig. A.2a). Los parámetros a y b se ilustran en la fig. A.2a.

Sección del elemento: ancho de la viga y el espesor del firme

$$A = 0.15 \times 0.03 \text{ m}^2$$

El elemento puede resistir una fuerza máxima igual a $f'c \cdot A$, que igualando al valor de C_4 se obtiene:

$$P = \frac{f'c \cdot A}{0.37} = 47.06 \text{ ton}$$

Elemento 3. Puntal

$$C_3 = \frac{P \cdot a \cdot L_3}{(a + b) \cdot (a + 1.6216 \cdot b)} = 0.39 \cdot P$$

Donde L_3 es la longitud de elemento

Sección del elemento: dado por el ancho de la placa que transmite carga y por el espesor del firme

$$A = 0.40 \times 0.03 \text{ m}^2$$

De igual forma que para el elemento anterior

$$P = \frac{f'c \cdot A}{0.39} = 119.1 \text{ ton}$$

Elemento 1. Puntal

$$C_1 = \frac{1.6216 \cdot P \cdot L_1}{(a + 1.6216 \cdot b)} = 0.77 \cdot P$$

Sección del elemento: Semiperalte del muro y el espesor del firme

$$A = 0.35 \times 0.03 \text{ m}^2$$

Con lo cual,

$$P = \frac{f'c \cdot A}{0.77} = 52.8 \text{ ton}$$

Elemento 2. Tirante

Sección del elemento: peralte del muro y el espesor del firme.

$$T_2 = \frac{P \cdot L_2}{(a + 1.6216 \cdot b)} = 0.60 \cdot P$$

La componente horizontal y vertical de la fuerza axial en el tirante son $0.57 \cdot P$ y $0.19 \cdot P$.

Para evaluar la capacidad resistente en tensión de esta sección tomando en cuenta el concreto, se trabaja con la sección transformada, por lo cual el área de acero se transforma a un área equivalente de concreto mediante:

$$A'_C = n \cdot A_S = \frac{E_S}{E_C} \cdot A_S$$

Donde E_S es el módulo del acero e igual a $2 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ y E_C es el módulo de concreto y se evalúa como $14000 \cdot \sqrt{f'_c}$

La componente horizontal debe ser resistida por la sección de concreto que es la proyección vertical de la zona débil, fig. A-4. Esta figura corresponde a un detalle del nudo cerca al muro. El valor de dicha proyección es de 0.68m, de esta forma la sección resistente será la suma del área de firme para la proyección y el área de acero transformada.

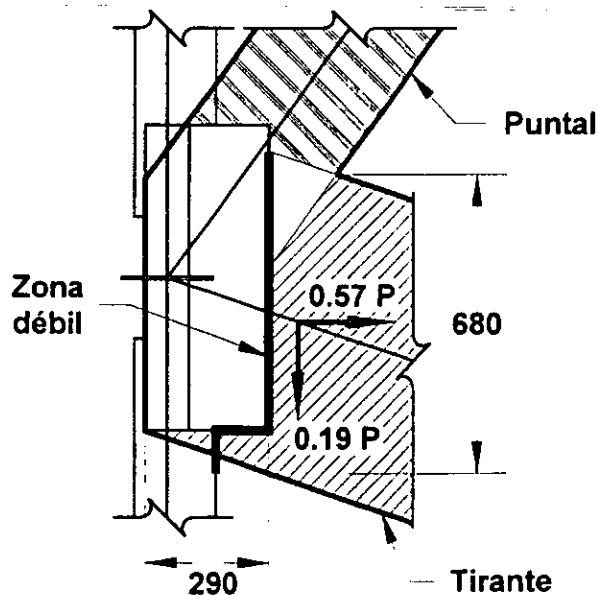


Fig. A.4. Detalle de zona crítica para modelo 1 (dimensiones en mm)

Apéndice A. Aplicación de la teoría del puntal y tirante

$$A_c = 68 \times 3 + \frac{2 \times 10^6}{0.27 \times 10^6} \cdot (0.61 \text{ cm}^2 / \text{m}) \cdot 0.68 \text{ m} = 207 \text{ cm}^2$$

La capacidad en tensión del concreto se considera igual a $1.5 \cdot f'c$, por tanto igualando la fuerza resistente en tensión a la actuante en la sección crítica en estudio se tiene:

$$0.57 \cdot P = 1.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_c$$

$$P = \frac{1.5 \cdot \sqrt{387} \cdot 207}{0.57} = 10.7 \text{ ton}$$

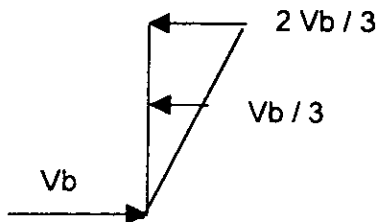
Para la componente vertical se supone que la resistencia está dada por a tensión en la zona de falla.

$$\text{Area de concreto: } A_c = 29 \times 3 + (0.61 \times 0.29) \times 7 = 88.2 \text{ cm}^2$$

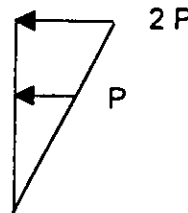
$$0.19 \cdot P = 1.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_c$$

$$P = \frac{1.5 \cdot \sqrt{387} \cdot 88.3}{0.19} = 13.7 \text{ ton}$$

Con estos resultados se obtiene que el valor de la fuerza P con la cual se inicia la falla en el sistema de piso es el menor de los valores anteriormente calculados para P , es decir igual a 10.7 ton. Para obtener el valor del cortante basal con base en la resistencia del diafragma se acepta la siguiente distribución lineal para las fuerzas sísmicas, F_i , por nivel



a) Fuerzas F_i en función de V_b



b) Fuerzas F_i en función de P

Con base en las figuras anteriores la fuerza que se aplica en el nivel 2 es de $0.66V_b$, por lo tanto se obtienen que

$$V_b = \frac{2 \cdot P}{0.66} = \frac{2 \cdot 10.7}{0.66} = 32.4 \text{ ton}$$

- Modelo 2

Elemento	Fuerza	Valor	Sección o As [cm ²]	P [ton]
1 - Puntal	$C_1 = \frac{P \cdot L_1}{a+b}$	0.89·P	35x3	45.7
2 - Tirante	$T_2 = \frac{P \cdot L_2}{a+b}$	0.60·P		---
3 - Puntal	$C_3 = \frac{P \cdot a}{a+b}$	0.29·P	40x3	160.1
4 - Tirante	$T_4 = \frac{185 \cdot P}{a+b}$	0.57·P	304.3	15.8
6 - Puntal	$C_6 = \frac{185 \cdot P}{a+b}$	0.53·P	15x3	32.9

En la fig. A.5 se muestra el modelo 2 superpuesto a la planta del nivel 2 del espécimen al final del ensaye. Como se observa en la figura la zona en la cual se une el sistema de piso con el muro presenta una zona débil en la cual las componentes del puntal son 0.53P en dirección horizontal y de 0.72P en la vertical. Igualmente el tirante se descompone en dos componentes, una horizontal con valor de 0.53P y una vertical de 0.29P, como se muestra en la fig. A.6.

Las resistencias para la sección son las siguientes:

Para el puntal, identificado como 1 en la fig. A.2b, la resistencia al corte se calcula considerando la debida a fricción:

$$V_f = \mu \cdot (A_w \cdot f_y + N_u)$$

$$0.72 \cdot P = \mu \cdot (0.61 \text{cm}^2 / \text{m} \cdot 0.8 \cdot 5.7 \text{kg} / \text{cm}^2 + 0.53 \cdot P)$$

Con esta ecuación se obtiene que: P=14.6ton, para este caso se empleó los criterios del ACI318-99 y del RCDF93 que especifican μ igual a 1.

La componente horizontal se supone que es resistida por la sección de concreto definida por el área presente en un ancho de 0.60m, que corresponde a la proyección de la zona débil, fig. A.6. El área de la malla en dicha zona se transforma en concreto mediante la

Apéndice A. Aplicación de la teoría del puntal y tirante

relación de módulos elásticos. Con esta hipótesis, la fuerza en tensión resistente en esta sección crítica, T , se evalúa como:

$$T = (n \cdot A_s \cdot f_y + A_c) \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$T = (7 \cdot (0.61 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 0.60 \text{ m}) + 60 \cdot 3) \cdot 1.5 \cdot \sqrt{387} = 5.4 \text{ ton}$$

Esta tensión resistente se iguala a la componente actuante, fig. A.6:

$$0.53 \cdot P = T$$

Por tanto

$$P = \frac{T}{0.53} = \frac{5.4}{0.53} = 10.2 \text{ ton}$$

Para la componente vertical o de cortante, fig. A.6, la resistencia está dada por la tensión que se presenta en una longitud de 0.29m, la cual es la proyección horizontal del tirante en la zona débil, así como por la resistencia de la malla por el efecto de dovela, "dowel". En este caso también se transforma el área de acero en área de concreto mediante la relación de módulos elásticos.

$$(n \cdot A_s + A_c) = (7 \cdot 0.61 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 0.29 \text{ m} + 29 \cdot 3) = 88.2 \text{ cm}^2$$

$$0.29 \cdot P = (n \cdot A_s + A_c) \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f'c} + A_{sd} \cdot f_y \cdot \cos \alpha$$

$$0.29 \cdot P = 88.2 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{387} + (0.61 \cdot 0.6) \cdot 5.7 \cdot \cos 70 = 3.3 \text{ ton}$$

Por tanto

$$P = \frac{T}{0.29} = \frac{3.3}{0.29} = 11.4 \text{ ton}$$

La menor resistencia corresponde al caso de tensión por lo cual se selecciona como condición crítica con el valor de 10.2ton. Con este valor los esfuerzos de compresión y de tensión de la sección transversal del concreto del puntal y tirante en el nudo son $0.22 f'c$ y $1.5 \cdot \sqrt{f'c}$, las que pueden ser resistidas por el concreto. Por otro lado, con el valor obtenido de P se obtiene el cortante basal, V_b , asociado a esta carga, dando como resultado 31. ton.

La aplicación del procedimiento anterior para los casos de los modelos 3 y 4, figs. A.2c y A.2d, respectivamente, llevó a valores de P mayores que los correspondientes a los casos 1 y 2.

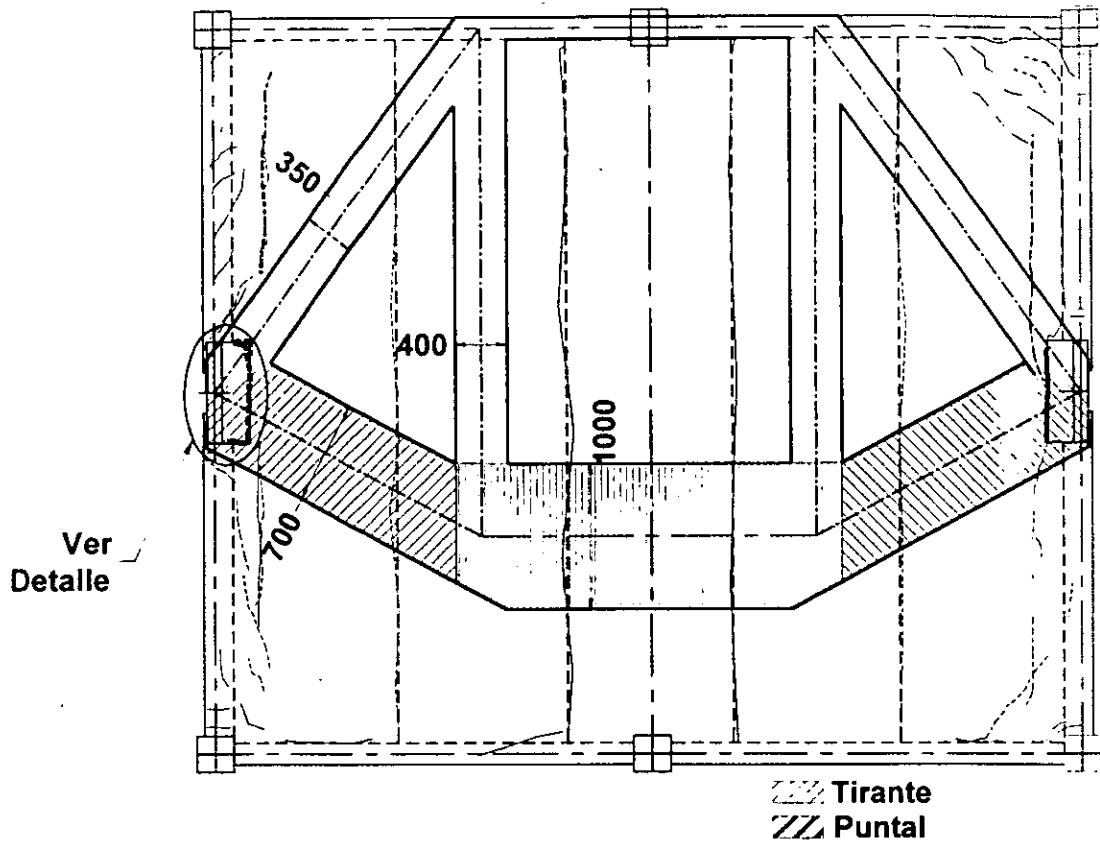
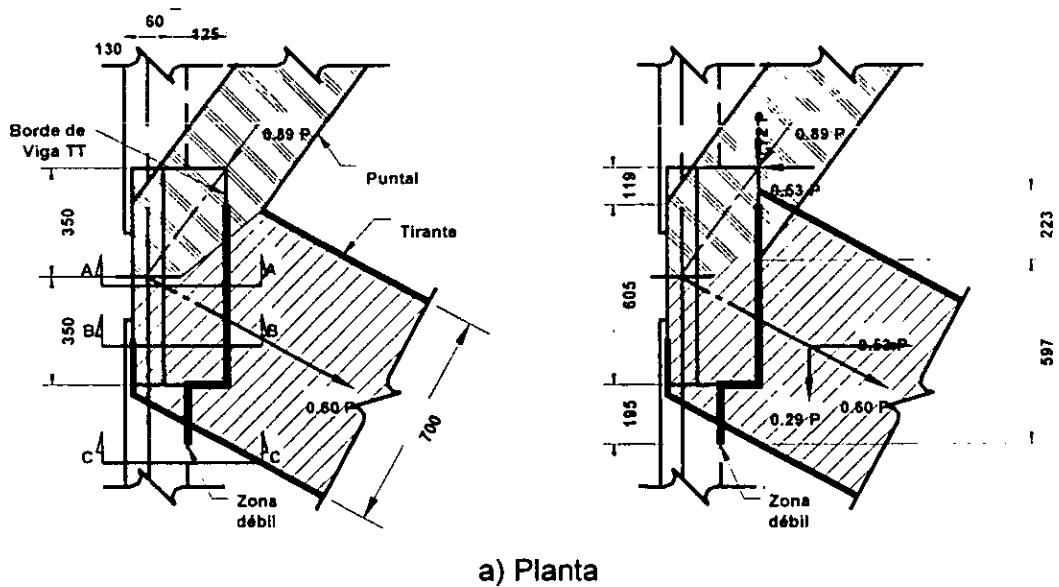
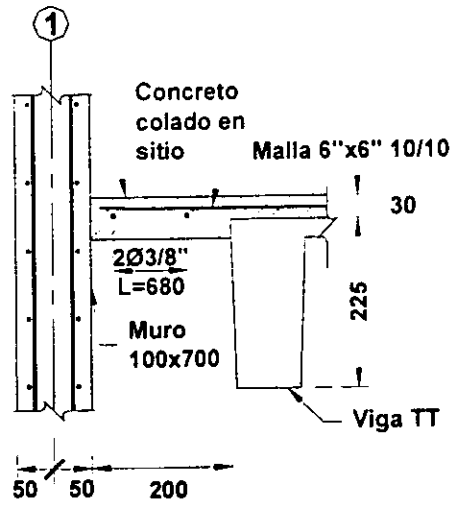


Fig. A.5. Modelo de puntal y tirante en el sistema de piso y agrietamiento al final del ensaye

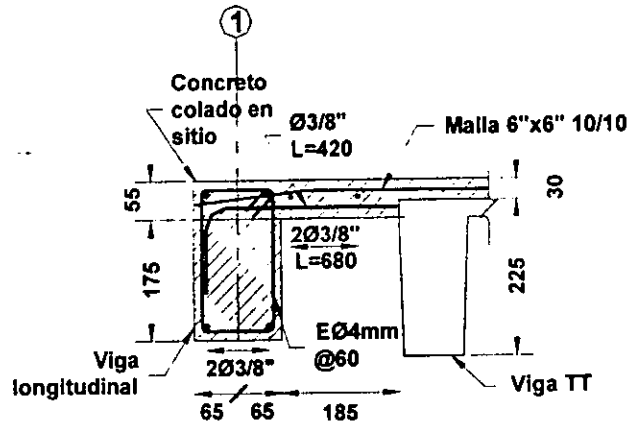


a) Planta

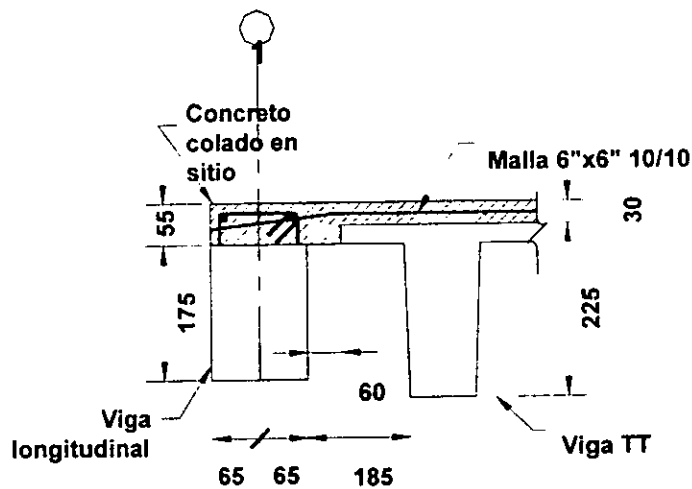
Fig. A.6. Detalles de geometría en el modelo 2 (dimensiones en milímetros)



a) Sección A-A



b) Sección B-B



c) Sección C-C

Fig. A.6. Detalles de geometría en el modelo 2 (dimensiones en milímetros)

Es de interés mencionar que los resultados obtenidos para el análisis de los modelos 1 y 2, son semejantes en el valor crítico de P y en las fuerzas actuantes en la zona crítica de la losa en la vecindad del muro (figs. A.4 y A.6).

Las grietas se presentaron entre los ciclos de carga 34 y 78 donde los cortantes basales máximos aplicados fueron 28.3 y 42.6 ton, respectivamente. Es decir, el valor calculado para el cortante basal asociado a la resistencia del diafragma (31 ton), caería en este intervalo.

Es importante mencionar que de acuerdo al modelo supuesto para llegar a esta capacidad resistente, inmediatamente de alcanzado este valor se llegaría al límite de la capacidad en tensión del concreto y por tanto al agrietamiento de éste, con lo cual esta capacidad se anula y la resistencia estaría dada sólo por la de la malla, cuya capacidad a cortante (16 ton) es menor que la correspondiente al cortante de 31 ton, obtenido anteriormente. Lo que produciría la fractura de esta malla, situación observada en el ensaye.

En edificios prefabricados con sistemas de piso que emplean vigas T o doble T se ha observado agrietamiento en el firme a lo largo de la intersección entre patines de estas vigas [Wood et al., 2000]. Esto indica que en la revisión de este problema en edificios prefabricados, habría que ignorar la capacidad resistente a tensión del concreto, considerando sólo la participación de la malla.

Posterior al sismo de Northridge, EEUU, en 1994, se realizaron diferentes investigaciones y revisión de las fallas en estructuras prefabricadas, las cuales eran principalmente estacionamientos, y de esta forma determinar la vulnerabilidad en las mismas. Tal revisión se realizó empleando los reglamentos vigentes antes de ocurrido el evento, ACI-89 y UBC-91. Se encontraron incongruencias en el comportamiento observado después del sismo y el de los elementos diseñados con estas especificaciones [Wood et al., 2000].

Los resultados de la investigación mencionada mostraron que las principales fallas en los sistemas de piso fueron debidas al cortante por fricción y fractura de la malla de refuerzo del firme a lo largo de las juntas entre las vigas de piso, (T o doble T). Se detectó existencia de grietas entre patines de las vigas T o doble T, las que se supuso existían

Apéndice A. Aplicación de la teoría del puntal y tirante

antes del sismo, por lo que la malla debe absorber las deformaciones y debido a la fragilidad de la misma se fractura.

A manera de ejemplo para mostrar la influencia del cortante por fricción en un sistema e piso se calcula la capacidad resistente en el espécimen ensayado en donde solo la malla proporciona dicha resistencia. En la fig. A.7 se muestra dicha resistencia, V_f , en función del coeficiente de fricción μ . En la gráfica el valor de V_g , corresponde a la fuerza de fricción en el tirante de la fig. A.5 donde se inicia el agrietamiento de la zona de unión del sistema de piso con el muro.

Para el cálculo del cortante se emplean como esfuerzo máximo de fluencia los valores de f_y igual a 4200 Kg/cm^2 , recomendación dada en el ACI-89 y f_y igual a 5700 Kg/cm^2 como esfuerzo nominal dado por el fabricante de la malla. También se varía el valor del coeficiente de fricción empleando un valor mínimo de 0.7, recomendación que se emplea en Nueva Zelandia [Guidelines, 1991], y uno máximo de 1.4 especificado por las NTC96 para concreto monolítico. Se recomienda emplear $\mu=1$ debido a que existe la posibilidad de agrietamiento como se comentó anteriormente.

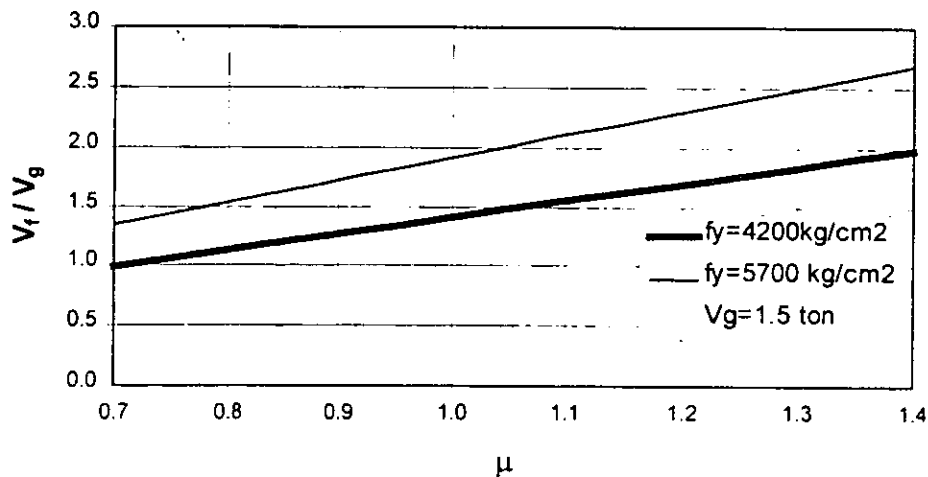


Fig. A.7 Esfuerzo cortante por fricción en grietas.

Wood et al. (2000) sugieren una expresión con la cual se calcularon los tamaños de las grietas en la investigación de los sistemas de piso mencionada anteriormente. Con dicha expresión se evalúa el ancho de grieta para el cual se fractura la malla de refuerzo en la intersección de los patines de las vigas de piso, (T o doble T), cuando está ubicada paralela a la dirección de la carga. En la expresión mencionada se emplean los

parámetros, ε_U que corresponde a la deformación de ruptura de la malla, A_g , área de la malla de refuerzo en pulg^2 , Δ , el tamaño de grieta, s_w , distancia entre los alambres de la malla en dirección de la grieta, y ε es la deformación en los alambres de la malla que cruzan la grieta. Las expresiones propuestas por Wood et al (2000) son:

$$\varepsilon_U = 0.105 \cdot \sqrt{A_g}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{s_w}$$

Empleando estas expresiones en el sistema de piso de la estructura ensayada se obtiene:

$$\varepsilon_U = 0.105 \cdot \sqrt{\left(\frac{0.0923 \text{ cm}^2 \text{ pulg}^2}{2.54^2 \text{ cm}^2} \right)} = 0.0125$$

$$\Delta = 0.0125 \cdot 150 \text{ mm} = 1.9 \text{ mm}$$

El resultado anterior da una idea del tamaño de grieta para la cual se fractura la malla y para la cual se presentarían daños considerables en el sistema de piso.

Apéndice B. Aplicación de teoría propuesta en la literatura para el diseño de candeleros

Para el diseño de los candeleros en el espécimen se emplea el procedimiento presentado en la literatura [Osanai et al., 1996] donde se determina la fuerza que transmite la columna a las paredes del candelero y con ésta se obtiene el acero de refuerzo. En la fig. B se muestran los parámetros empleados para la aplicación del modelo.

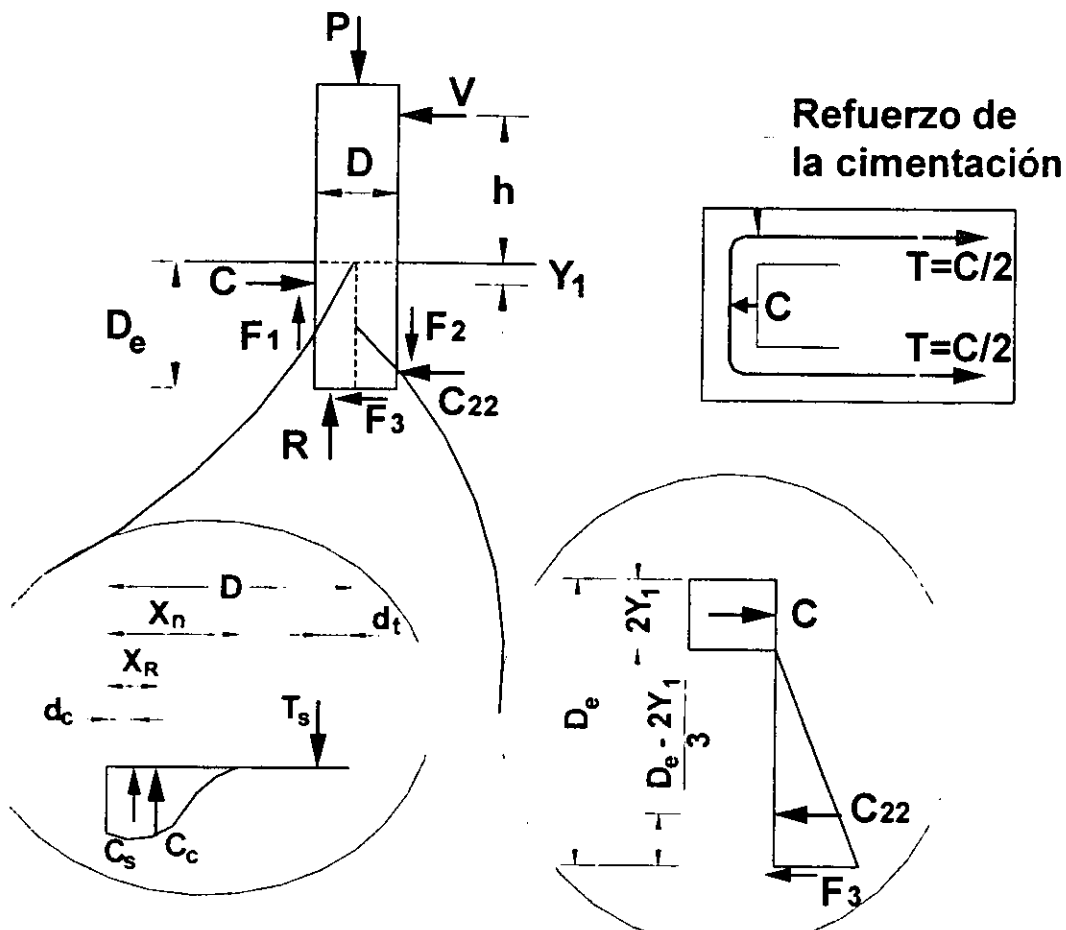


Fig. B. Diagrama de cuerpo libre y esfuerzos en el modelo [Osanai et al., 1996]

Los elementos mecánicos más críticos se presentaron en la columna ubicada en la intersección de los ejes A y 2 y están afectados por un valor de cuatro respecto al cortante basal de diseño obtenido con las NTC96, con el objeto de lograr sobrerresistencia respecto al valor referido. Los valores de los elementos mecánicos considerados para el diseño del candelero son los siguientes:

$$M = 5.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$P = 61.9 \text{ ton}$$

$$V = 5.7 \text{ ton}$$

$$C = \frac{1}{D_e - Y_1 - L_3 + \mu_1 \cdot D} \cdot \left\{ M + (D_e - L_3) \cdot V + e_c \cdot [(\mu_1 - \alpha) \cdot D - Y_1] \cdot \frac{P}{\alpha} \right\}$$

Los valores de las variables que aparecen en las ecuaciones de diseño [Osanaí et al., 1996] son los siguientes

$$D_e = 0.75 \text{ m} \quad Y_1 = 0.10 \text{ m} \quad D = 0.25 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{D_e - 2 \cdot Y_1}{6} = 0.092 \text{ m}$$

$$\mu_1 = 1$$

$$h = \frac{M}{V} = 0.972 \text{ m}$$

$$X_R = \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2.84 \cdot 4.2}{1.7 \cdot 0.35 \cdot 25} = 0.8 \text{ cm}$$

$$e_c = \frac{D}{2} - X_R = 0.117 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{h}{D} = 3.89$$

$$C = 9.6 \text{ ton}$$

De esta forma la cantidad de acero será

$$A_s = \frac{C}{0.6 \cdot f_y} = \frac{9.6}{0.6 \cdot 4.2} = 3.8 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo debe soportar la tensión generada por la columna en la parte superior del candelero y distribuirse de tal forma que el centroide del refuerzo coincida con el punto de aplicación de la fuerza C que se muestra en la fig. B. Los detalles del armado de los candeleros se muestra en el capítulo 3.

Apéndice C. Evaluación de deformaciones en el concreto y acero de un marco dúctil

En este apéndice se evalúan las deformaciones del acero de refuerzo en conexiones de un marco dúctil, en la condición de mecanismo de colapso, con aparición de articulaciones plásticas en las vigas. En la fig. C.1 se muestra el eje de una crujía de un marco con un desplazamiento de entrepiso u_i . En nuestro caso correspondería al eje central del espécimen. En esta gráfica l es el claro de la viga, h la altura de entrepiso y b distancia del eje de columna a la articulación. Con estos parámetros y las hipótesis necesarias de compatibilidad de deformaciones se obtienen las expresiones para las rotaciones θ_p , θ_1 y θ_2 en las articulaciones plásticas de la viga, (fig. C.1):

$$\theta_p = \theta_1 + \theta_2 \quad \text{Ecuación C.1}$$

$$\theta_1 = d_r = \frac{u_i}{h} \quad \text{Ecuación C.2}$$

$$\theta_2 = \frac{2 \cdot \theta_1 \cdot b}{l - 2 \cdot b} \quad \text{Ecuación C.3}$$

Para evaluar θ_p se combinan las expresiones anteriores y se tiene:

$$\theta_p = \frac{d_r \cdot l}{l - 2 \cdot b_c} \quad \text{Ecuación C.4}$$

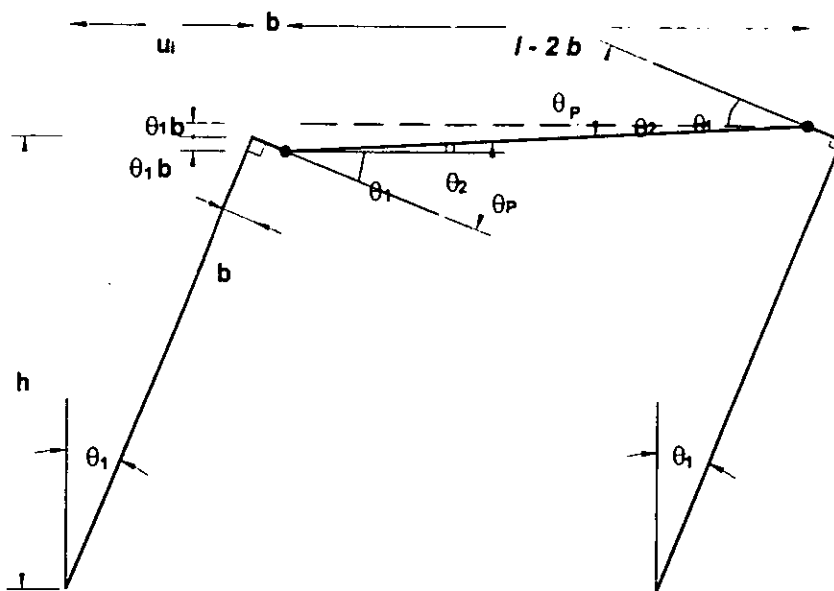


Fig. C.1. Deformada correspondiente para un marco dúctil

A continuación se considera que el eje central del espécimen tiene continuidad del refuerzo en el lecho inferior para alcanzar la fluencia del acero y que además se forma la articulación plástica positiva con rotación θ_p . Con la hipótesis anterior se calcula para una distorsión de entrepiso dr igual a 0.01, los valores de deformación en el concreto ε_c y de deformación en el acero ε_s , asociados a la curvatura ϕ_p . En la fig. C.2 se muestra el estado de deformaciones de la viga en la zona donde se presenta la articulación positiva, (tensión en el refuerzo inferior), así como los parámetros que se emplean para calcular las deformaciones mencionadas.

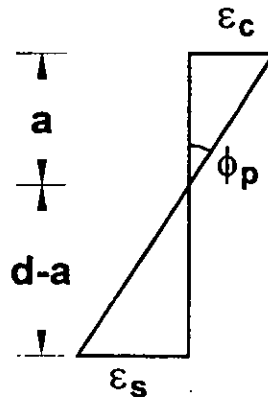


Fig. C.2. Estado de deformaciones asociado a la rotación plástica positiva, θ_p .

La rotación plástica positiva, θ_p , también puede ser obtenida mediante la curvatura ϕ_p como:

$$\theta_p = \phi_p \cdot l_p \quad \text{Ecuación C.5}$$

Combinando las ecuaciones C.4 y C.5, además empleando la fig. C.2, se puede evaluar ε_s como una función de la distorsión y la deformación en el concreto ε_c :

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_c}{a} = -\frac{\varepsilon_s}{d-a} \quad \text{Ecuación C.6}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d_r \cdot l \cdot d}{l_p \cdot (l - 2 \cdot b)} - \varepsilon_c \quad \text{Ecuación C.7}$$

Utilizando los valores correspondientes del espécimen en C.7, esto es $dr=0.01, l=5000\text{mm}, d=231\text{mm}, l_p=125\text{mm}, b=125\text{mm}$, se obtiene:

$$\varepsilon_s = 0.0195 - \varepsilon_c \quad \text{Ecuación C.8}$$

Apéndice C. Evaluación de deformaciones en el concreto y acero de un marco dúctil

En la fig. C.3 se muestran los valores de ϵ_s calculado con la ecuación C.8 para un intervalo de deformaciones máximas en el concreto de 0.008 a 0.015. De los resultados mostrados en la fig. C.3 se concluye que para un nivel de distorsión en la estructura de $dr=0.01$, la deformación a tensión ϵ_s en el refuerzo del lecho inferior, está en un intervalo de 2 a 5 veces la deformación de fluencia, ϵ_y .

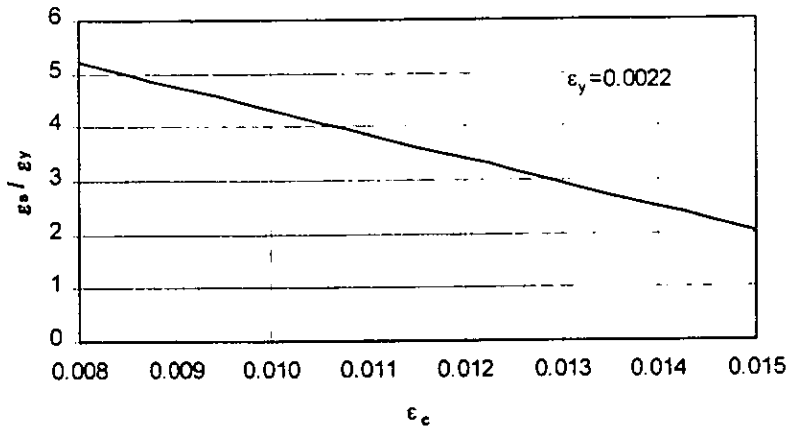


Fig. C.3. Deformaciones en el acero del lecho inferior en una articulación de un marco dúctil ($dr=0.01$)