

ENSAYES ANTE CARGAS LATERALES CÍCLICAS REVERSIBLES DE UN EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO DE DOS NIVELES. PARTE I: DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL Y EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL

Mario E. Rodríguez ⁽¹⁾ y John J. Blandón ⁽¹⁾

RESUMEN

En este estudio se analiza el comportamiento sísmico de una estructura de concreto prefabricada construida a escala un medio con el sistema estructural dual (combinación de muros estructurales de concreto reforzado y marcos). Se hace énfasis en el comportamiento global de la estructura. Esta se ensayó en laboratorio hasta su falla bajo cargas laterales que representan acciones sísmicas. Las trabes, columnas, y el sistema de piso fueron prefabricados, para la conexión trabe-columna se empleó la tipo “ventana”.

ABSTRACT

A two-story, half scale, precast structure built with a dual structural system (combination of structural walls and frames) is studied in this research. Emphasis is given in this paper in the evaluation of the observed global behavior of the specimen. This structure was subjected to simulated seismic loading until the structure reached failure. Beams, columns and the floor system were precast. The beam-column connection was of the “window” type.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras prefabricadas de concreto reforzado han sido poco empleadas en México, si se compara con el número de estructuras de concreto coladas en sitio existente en nuestro país. Las primeras tienen ventajas respecto a las segundas, tales como reducción importante del tiempo de ejecución de una obra, mejor control de calidad y ahorro de cimbras; sin embargo, especialmente en zonas sísmicas, se argumenta que las conexiones entre elementos prefabricados, principalmente en estructuras a base de marcos, tienen un comportamiento inferior a conexiones comparables coladas en sitio. Esto ha llevado a que la industria de la prefabricación no sea una actividad importante en nuestro país. En los últimos cinco años esta industria ha realizado esfuerzos para propiciar un mayor empleo de sus productos, mediante la difusión de aspectos del

Artículo recibido el 18 de julio de 2002 y aprobado para su publicación el 27 de marzo de 2003. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Apartado Postal 70-290 Coyoacán, CP 04510, México, DF mrod@servidor.unam.mx, jblandonv@iingen.unam.mx

conocimiento en el diseño y construcción de estructuras prefabricadas (Manual, 2002), o apoyando parte de las investigaciones en nuestro país sobre el comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas.

La investigación que se describe en este trabajo tiene como objetivos el evaluar el comportamiento sísmico de una estructura prefabricada de concreto, construida con elementos estructurales prefabricados que se emplean en México, así como proponer soluciones de elementos estructurales o estructuras prefabricadas que aparte de ser factibles de llevar a cabo, tengan un comportamiento sísmico adecuado.

Este estudio es parte de una investigación en la que en laboratorio se ensayó una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles, a escala un medio, construida con un sistema estructural en el que se combina muros y marcos (sistema dual), la que se sometió a cargas laterales cíclicas reversibles que trataban de simular acciones sísmicas. Los elementos estructurales de los marcos y el sistema de piso fueron prefabricados. La conexión trabe-columna entre estos elementos prefabricados fue del tipo “ventana”. Para la construcción de estructuras prefabricadas con este tipo de conexión, en las columnas prefabricadas de varios niveles se deja una ventana por nivel, por las que atraviesan posteriormente en sitio el refuerzo negativo, así como ganchos del refuerzo positivo. Debido a que estos ganchos en ocasiones no tienen la longitud de desarrollo especificada por reglamentos, en sitio se colocan estribos alrededor de estos ganchos, con el propósito de dar continuidad a este refuerzo. Existe incertidumbre sobre la eficiencia estructural de esta práctica, lo que fue motivo también de esta investigación.

En este estudio se evalúa el comportamiento global de la estructura ensayada, en una segunda parte de esta investigación, la cual se presenta en un trabajo posterior (Rodríguez y Blandón, 2003), se evalúa en detalle el comportamiento observado de las conexiones entre elementos prefabricados y del sistema de piso prefabricado. Con base en los resultados encontrados en esta primera parte de la investigación se hace énfasis en la necesidad de considerar de manera racional el comportamiento inelástico de los marcos y muros del sistema dual, lo que permite estimar de manera adecuada la capacidad de deformación lateral global esperada en la estructura, así como la de sus componentes estructurales.

IMPORTANCIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICACIONES

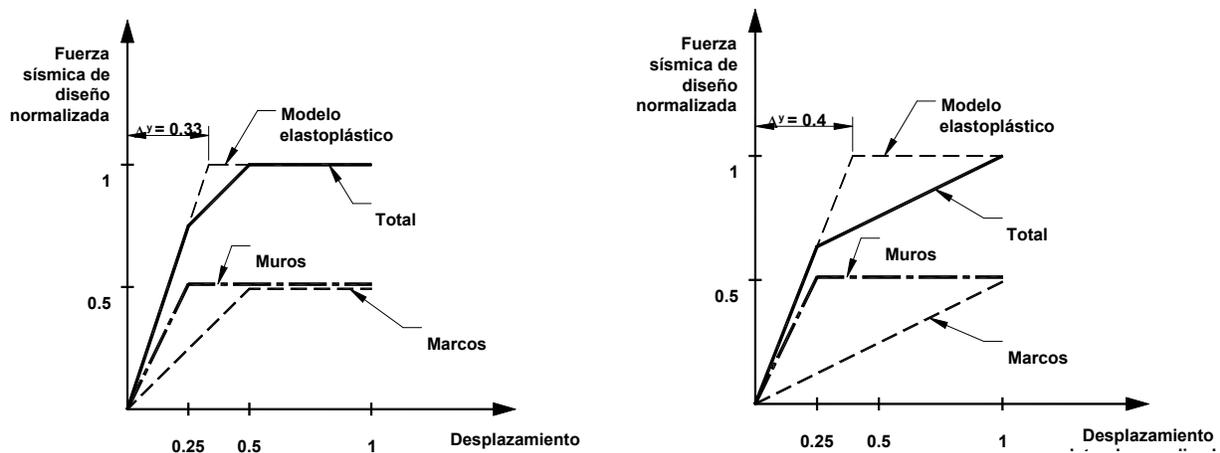
La observación de daños estructurales y no estructurales en edificaciones que han ocurrido durante terremotos en diferentes países en los últimos años, indica la importancia del control de desplazamientos laterales en estructuras, con el objeto de disminuir los daños durante sismos. Es relevante mencionar el daño observado durante sismos en elementos no estructurales, aún en los casos cuando los elementos estructurales no sufrieron mayores daños. En otros casos ha sido de interés observar que también los daños estructurales estuvieron asociados a desplazamientos laterales importantes en las estructuras.

Lo anterior sugiere la conveniencia de emplear en zonas sísmicas un sistema estructural que reduzca de manera eficaz los desplazamientos laterales de estructuras durante sismos y que tenga las ventajas mencionadas de las estructuras prefabricadas. Una solución de este tipo es el sistema estructural dual, el cual se define como un sistema donde se combinan marcos y muros estructurales. Este sistema estructural se estudia en esta investigación, aplicado al caso de estructuras prefabricadas.

CARACTERÍSTICAS DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN ESTRUCTURAS A BASE DE UN SISTEMA DUAL

Con el objeto de dar las bases para un posterior análisis en este trabajo de la respuesta sísmica observada en el estudio experimental de una edificación con el llamado sistema dual, en lo que sigue se evalúa, empleando un modelo analítico sencillo, las características de demandas de ductilidad en un sistema dual.

La fig. 1 muestra de manera simplista las características de la respuesta carga lateral-desplazamiento lateral de un sistema dual. La carga lateral se ha normalizado de manera que la combinación de la respuesta máxima no lineal de los marcos y muros del sistema dual proporcione una carga lateral unitaria. También se postula que en un primer caso (fig. 1a), los muros y marcos que forman el sistema estructural tienen capacidades de ductilidad global de desplazamiento, μ , iguales a cuatro y dos, respectivamente. Para otro caso (fig. 1b) la respuesta de estos marcos se considera elástica ($\mu=1$). Además, se postula que en el primer caso, fig. 1a, los marcos de la estructura tienen en conjunto una resistencia lateral igual a la de los muros. Por las características intrínsecas de rigidez de muros y marcos también se postula que la rigidez lateral de los marcos es la mitad de la rigidez lateral de los muros existentes. En un segundo caso, fig. 1b, las resistencias laterales de muros y marcos son las mismas del caso anterior, pero los primeros son cuatro veces más rígidos que los marcos en conjunto existentes.



a) Modelo con marcos elastoplásticos. Muros $\mu=4$, Marcos $\mu=2$ b) Modelo con marcos elásticos. Muros $\mu = 4$, Marcos $\mu = 1$

Figura 1. Evaluación de las demandas de deformación de marcos y muros en un sistema dual

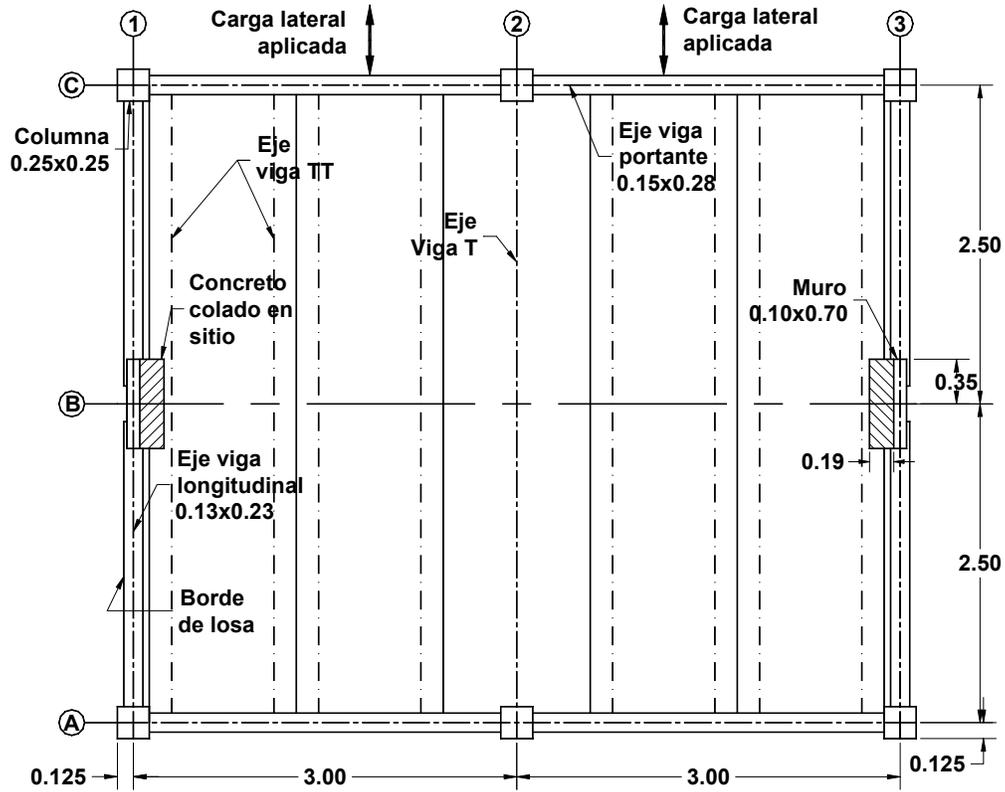
Como se aprecia en la fig.1, la compatibilidad de deformaciones en los muros y marcos del sistema estructural en estudio obliga a que la respuesta sísmica de la estructura esté controlada por la capacidad de deformación de los muros del sistema dual. La fig. 1 también muestra que la respuesta global del sistema dual en el primer caso (ductilidad de dos para los marcos) está asociada a una ductilidad global μ igual a 3.3 si se considera una envolvente elastoplástica (fig. 1a), e igual a 2.5 para el caso del sistema dual con componente elástico de los marcos (fig. 1b). Lo anterior muestra que debido a la mayor flexibilidad de los marcos respecto a la de los muros en un sistema dual, las demandas de ductilidad en los marcos son menores que la de los muros. Es de interés que esta característica se observó en la estructura prefabricada con sistema dual ensayada en esta investigación, como se describe posteriormente.

CARACTERÍSTICAS DEL ESPÉCIMEN ENSAYADO

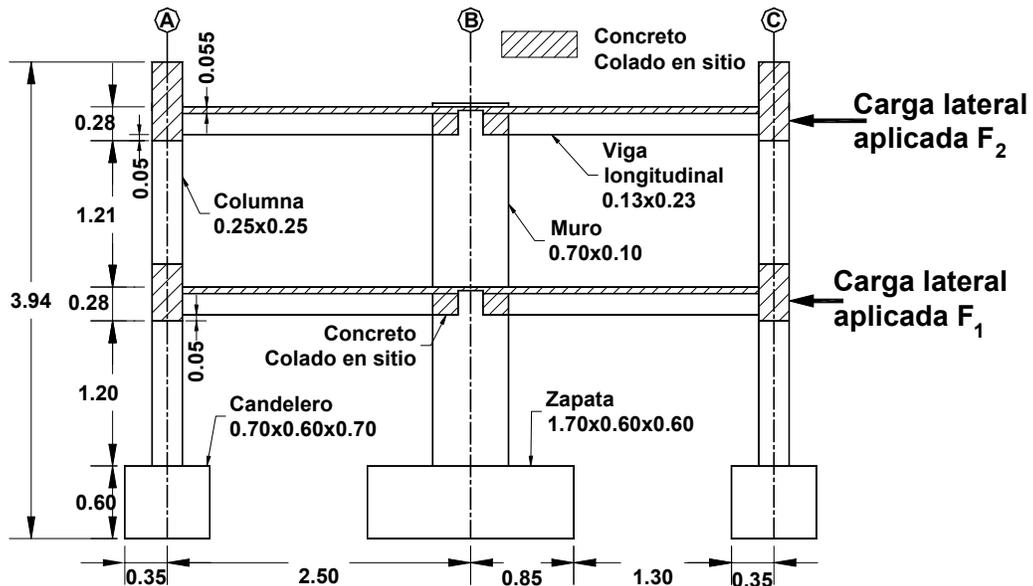
La estructura prototipo que se estudió en esta investigación representa a un edificio de dos niveles destinado a estacionamientos en la Ciudad de México. El diseño de esta estructura se realizó de acuerdo con los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993 (RCDF 93) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal de 1996 (NTC96). 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 dos, este último valor especificado para el caso de estructuras prefabricadas. La carga viva de diseño fue igual a 100 kg/m^2 para la combinación de carga que considere el sismo, e igual a 250 kg/m^2 cuando actúa sólo la carga gravitacional. Para el sistema de piso se consideró vigas prefabricadas y pretensadas doble T, orientadas en la dirección del ensaye y apoyadas en vigas en forma de L, ubicadas en dirección perpendicular al ensaye, con un firme colado en sitio, con 6 cm de espesor. La carga muerta considerada para el diseño fue de 525 kg/m^2 , con esto, el valor para la carga de servicio en condición de carga gravitacional es de 775 kg/m^2 y de 625 kg/m^2 para el caso que se considere sismo.

Para la construcción del espécimen estudiado en esta investigación se realizó el diseño de la estructura prototipo y posteriormente se procedió a escalar las dimensiones con el factor de escala de 0.5.

El sistema estructural elegido para este estudio fue el denominado dual, es decir una combinación de marcos y muros estructurales, en este caso, estos últimos resistirían alrededor del 65% de las acciones sísmicas de diseño, de acuerdo con un análisis elástico. La fig. 2 muestra algunas vistas del espécimen a escala y sus principales dimensiones. 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, este criterio es comúnmente empleado para el diseño de estructuras prefabricadas, y es objeto de esta investigación.

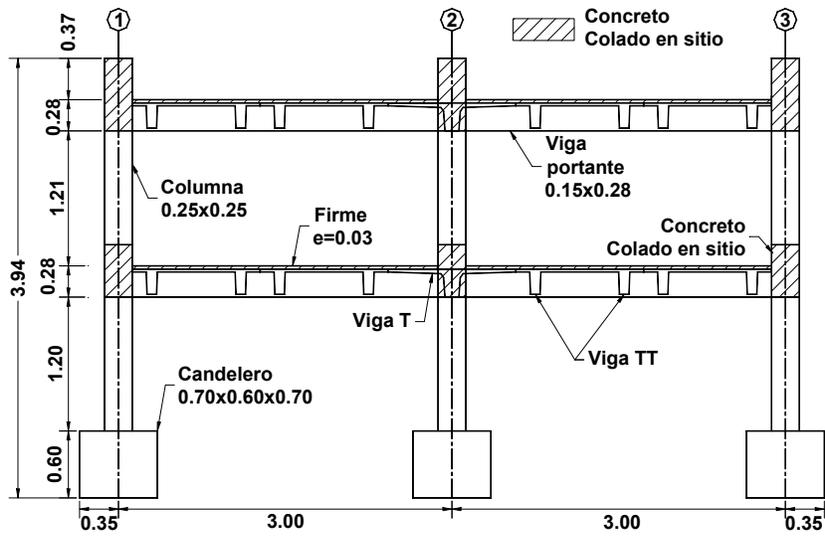


a) Planta del espécimen



b) Elevación eje 1

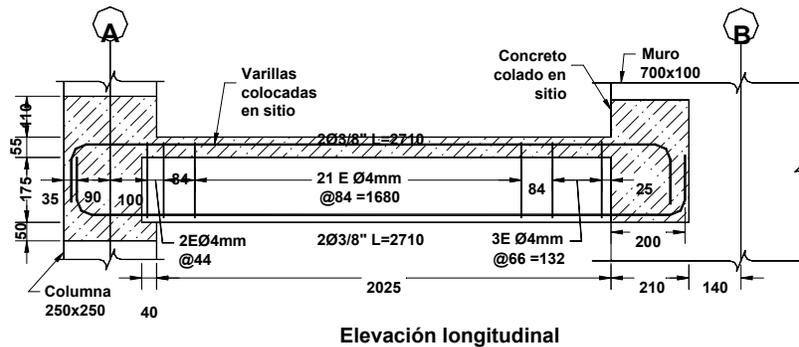
Figura 2. Características generales del espécimen (dimensiones en metros)



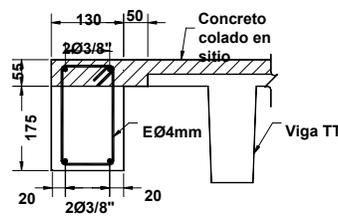
c) Elevación eje C

Figura 2. Características generales del espécimen (dimensiones en metros, continuación)

Una descripción en detalle de los criterios de diseño, del armado del espécimen y características de aplicación de cargas laterales ha sido realizada por (Rodríguez y Blandón, 2002). Se debe mencionar que todos los elementos del espécimen que se muestran en la fig. 2 fueron prefabricados, incluyendo los muros estructurales, los que fueron colados monóticamente con la cimentación. Por el contrario, las columnas prefabricadas se insertaron en “candeleros” prefabricados, llenando posteriormente el espacio entre columna y candeleros con mortero de alta resistencia.



Elevación longitudinal

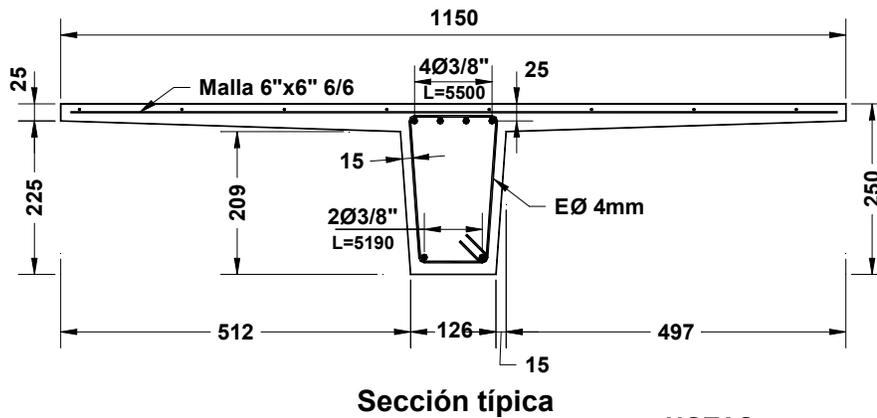
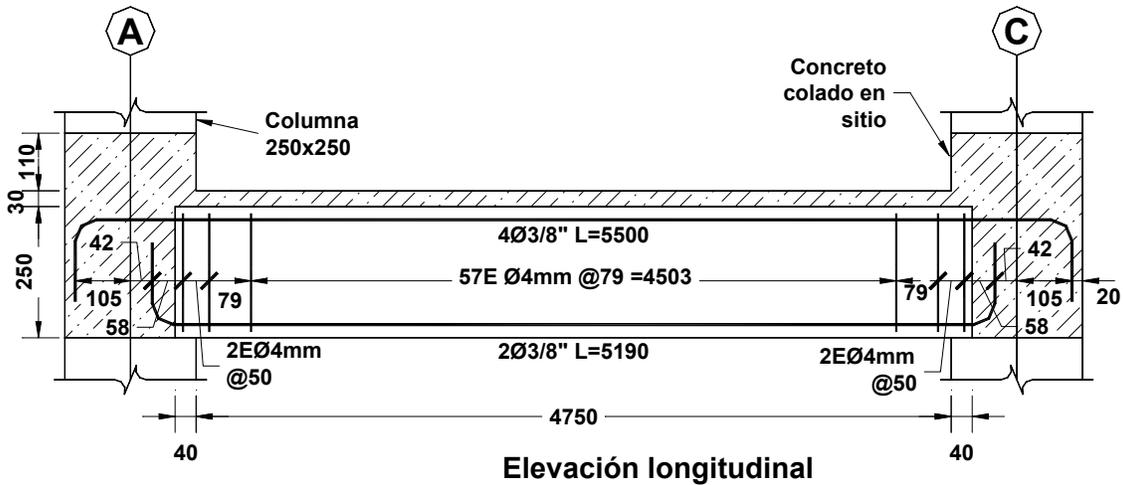


Sección típica

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

Figura 3a. Detalles de refuerzo del espécimen, trabe longitudinal en ejes 1 y 3

Las figs. 3a y 3b muestran detalles típicos del armado de las traveses prefabricadas en los ejes de borde y central del espécimen, respectivamente. La fig. 4 muestra detalles típicos del armado de columnas del espécimen, y la fig. 5 el armado correspondiente a los muros estructurales y su cimentación.



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

Figura 3b. Detalles de refuerzo del espécimen. Trabe prefabricada en eje central (eje 2)

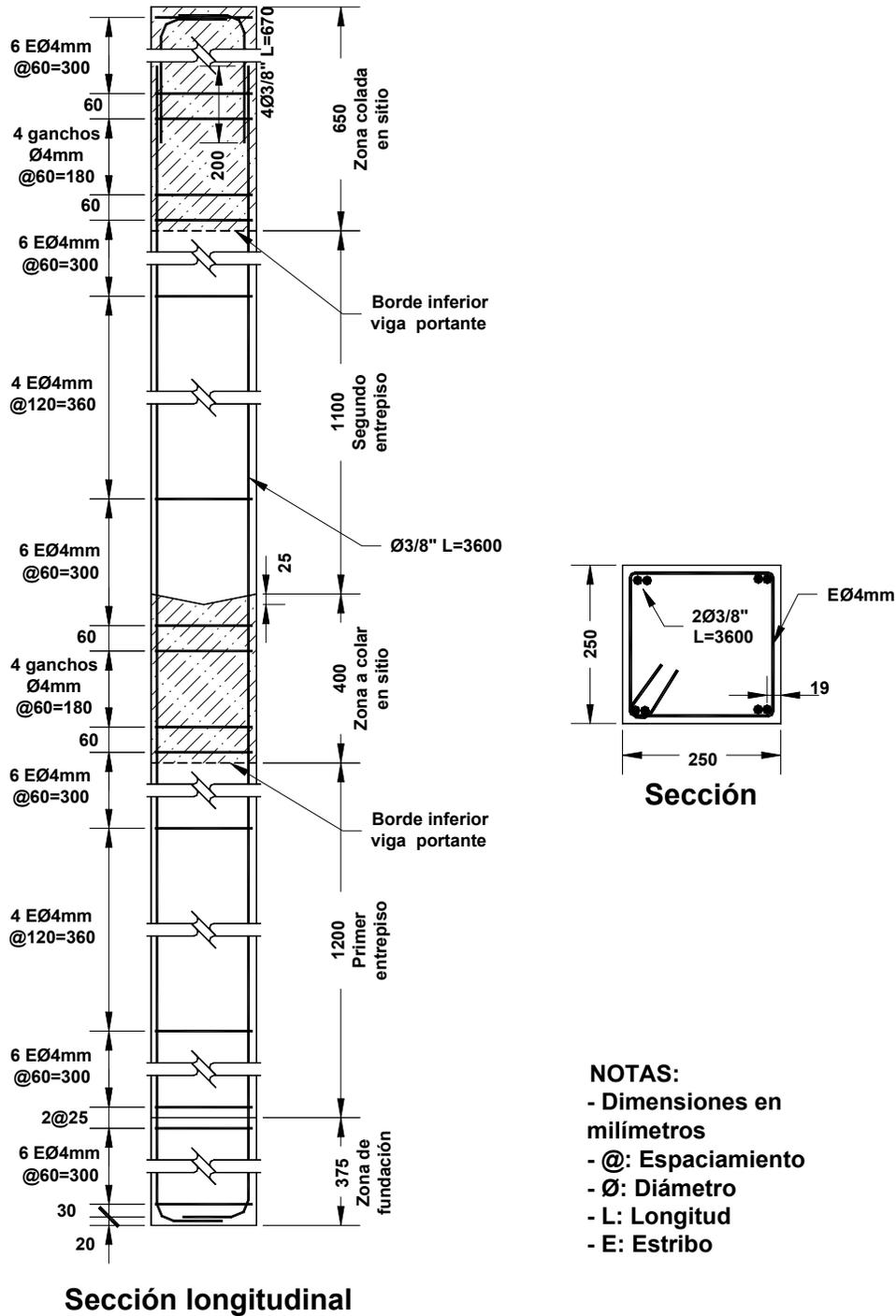


Figura 4. Detalles de refuerzo en columnas prefabricadas

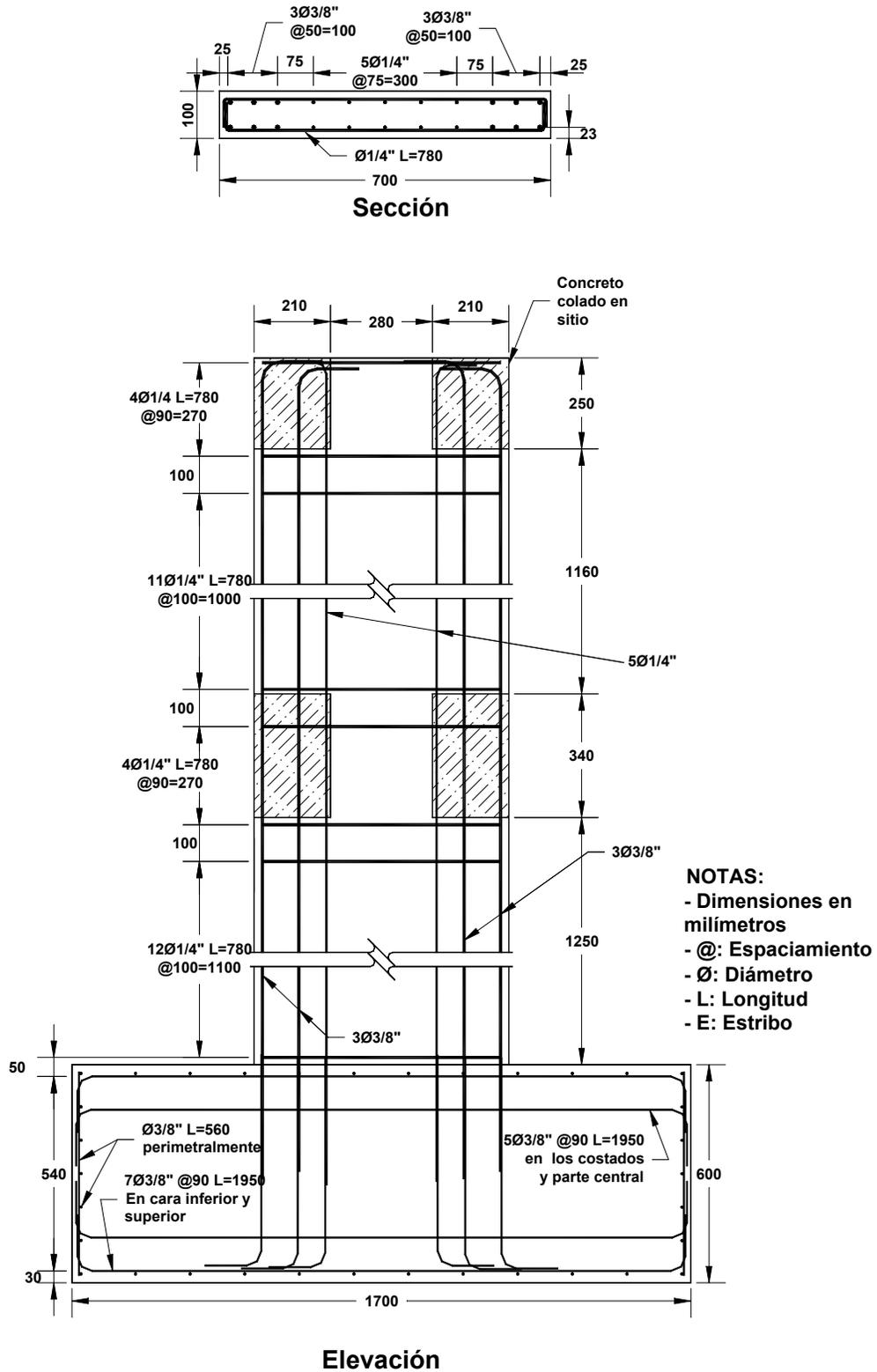


Figura 5. Detalles de refuerzo en los muros y su cimentación

La fig. 6 muestra detalles típicos del armado de la conexión trabe-columna en la intersección del eje 2 y ejes A o C (fig. 2). Debido a que la viga T en el eje 2 y las vigas portantes en los ejes A y C tenían el mismo peralte, no fue posible continuar el refuerzo del lecho inferior de la viga T hasta la cara mas alejada de la columna, como se aprecia en la fig. 6. Debido a esto la longitud de anclaje para el refuerzo del lecho inferior de esta conexión (viga T, eje 2, fig. 2) fue igual a 8.5 cm, medida a cara interior de columna, lo que corresponde al 50% de la especificada por las NTC96. Esto sugiere que cuando la conexión sea sometida a momentos flexionantes positivos en la trabe, es posible que en la conexión se presenten problemas de falta de adherencia entre dicho refuerzo y el concreto, si los estribos (denominados complementarios) de diámetro 1/4" que conectan dicho refuerzo (fig. 6) no son capaces de transmitir las fuerzas necesarias para lograr la continuidad en el acero del lecho inferior, situación que se observó en el ensaye del espécimen estudiado en esta investigación, lo que se describe y analiza en detalle en los trabajos de (Rodríguez y Blandón, 2002 y 2003).

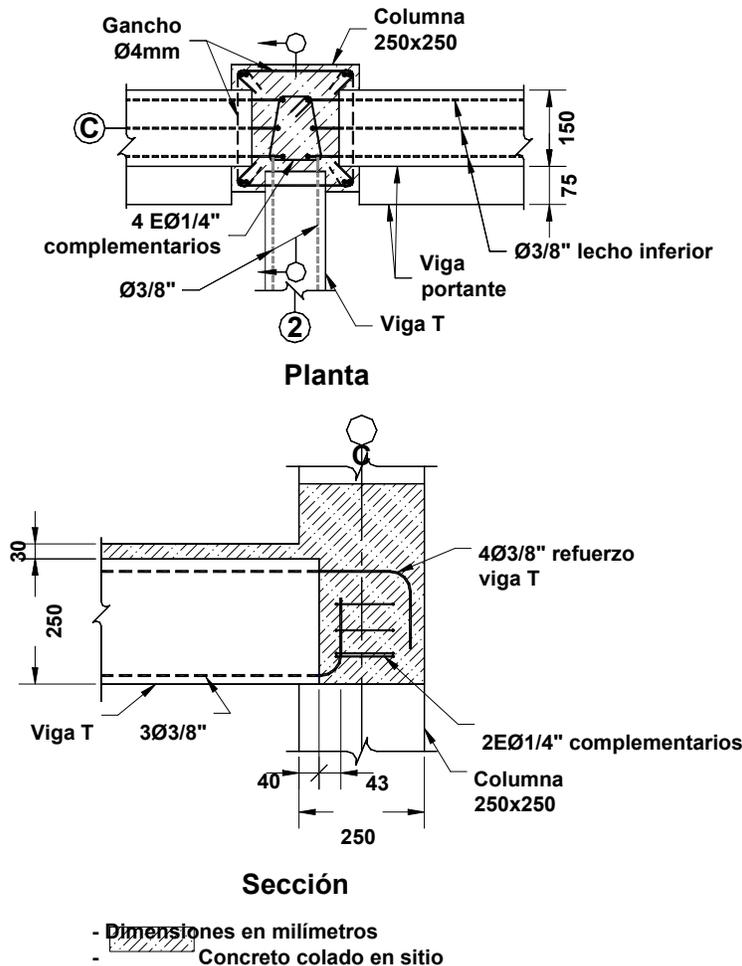


Figura 6. Detalles de geometría y armado de conexión trabe-columna en el eje central del espécimen

En los casos de las conexiones de las trabes prefabricadas en los ejes 1 y 3, la diferencia entre los peraltes de estas trabes y los de las trabes portantes en los ejes A y C (fig. 2) permitió que el refuerzo longitudinal de las conexiones trabe-columna de las trabes en los ejes 1 y 3 se construyera con la longitud de desarrollo suficiente. En particular el refuerzo de lecho inferior de estas conexiones tuvo la longitud de desarrollo que especifican las NTC96 para varilla de diámetro 3/8" con gancho de 90°, lo que sugiere que estas conexiones se podrían comportar como una del tipo monolítico colada en sitio.

El refuerzo de los dos lechos de las vigas que convergen a los muros tuvo también la longitud de desarrollo necesaria y se sujetaron con estribos al refuerzo principal del muro. La conexión del sistema de piso al muro, eje B (fig. 2), 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, por lo que fue posible colocar barras de diámetro 3/8" que sobresalieron del muro hacia el sistema de piso (Rodríguez y Blandón, 2003).

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES

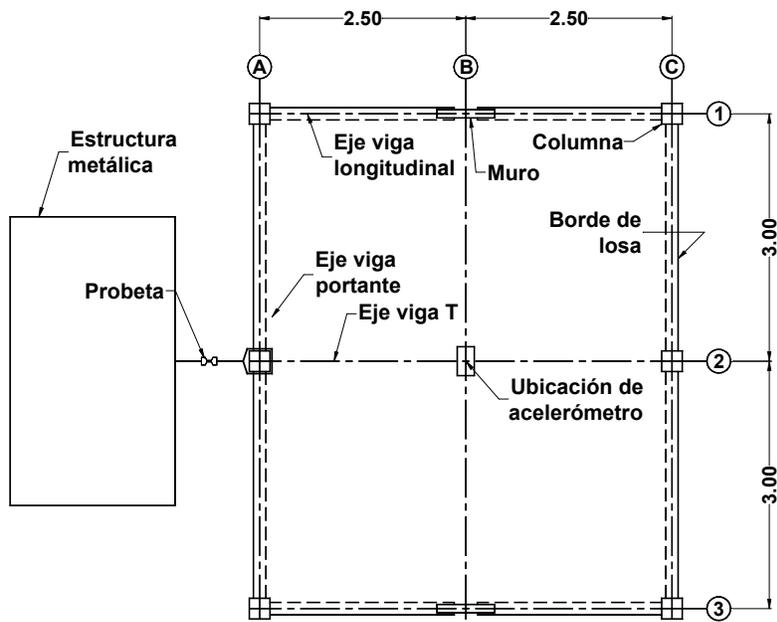
Los ensayos del espécimen, el marco de carga y la instrumentación empleada en éste han sido descritos en detalle por (Rodríguez y Blandón, 2002). En lo que sigue se destacan los aspectos más importantes de esta información.

Ensayes de vibración ambiental y forzada

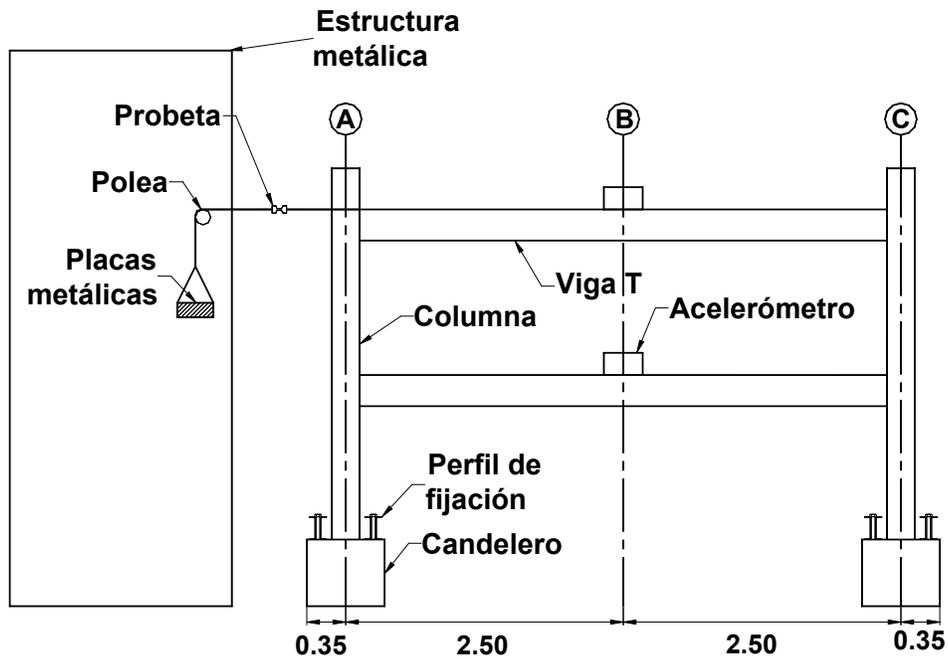
Como parte del programa experimental de esta investigación, el espécimen fue sometido a vibraciones forzadas y ambientales con el objeto de medir las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico cuando se encuentra en el intervalo elástico, estos ensayos se efectuaron en la estructura con y sin la sobrecarga, como se describe posteriormente. El ensaye de vibración libre consistió en desplazar la estructura de su posición original, mediante la acción de una carga lateral cuyo efecto se liberó 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. La fig. 7 muestra la forma del ensaye del espécimen para esta carga, la cual se aplicó mediante placas metálicas que se sujetaron a un cable, y con una polea sin fricción esta carga se transmitió a la estructura. Una vez cargada la estructura se cortó la probeta y las vibraciones de la estructura fueron registradas en acelerómetros, uno por nivel, instalados en el centro geométrico del sistema de piso. Estos acelerómetros tenían la posibilidad de registrar señales en tres direcciones ortogonales, dos horizontales y una vertical.

El ensaye de vibración ambiental se basó en registrar mediante 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. Con los registros obtenidos se calcularon espectros de Fourier para obtener las frecuencias predominantes de vibración de la estructura.

Los resultados obtenidos de los ensayos de vibración libre y ambiental se comentan posteriormente.



a) Planta



b) Elevación

Figura 7. Configuración del ensayo de vibración forzada (dimensiones en metros)

Procedimiento de ensaye ante cargas laterales cíclicas reversibles

Descripción del ensaye y marco de carga

El espécimen fue sometido a cargas laterales cíclicas reversibles en la dirección longitudinal de éste (sentido de ejes con número, fig. 2). Este tipo de cargas pretendían simular acciones del tipo sísmico. Se aplicaron cargas laterales en cada nivel del espécimen (fig. 2), F_1 y F_2 correspondientes a los niveles 1 y 2 respectivamente del espécimen. La relación F_2/F_1 se mantuvo constante en todo el ensaye y tuvo un valor de 2. Esta relación representa una distribución triangular de cargas, la cual es congruente con las hipótesis que emplean diversos reglamentos del mundo incluyendo el del DF, RCDF 93. La fig. 8 muestra la forma de aplicación de las cargas, mediante el empleo de actuadores hidráulicos apoyados de un extremo en el espécimen y en el otro en placas de acero fijadas al muro de reacción. Estos actuadores aplicaban cargas en compresión y en tensión, en este último caso la tensión del actuador se convertía en compresión en el espécimen mediante el empleo de un mecanismo de dos placas de espesor 2" y cuatro barras de 1 1/4" por actuador (fig. 8).

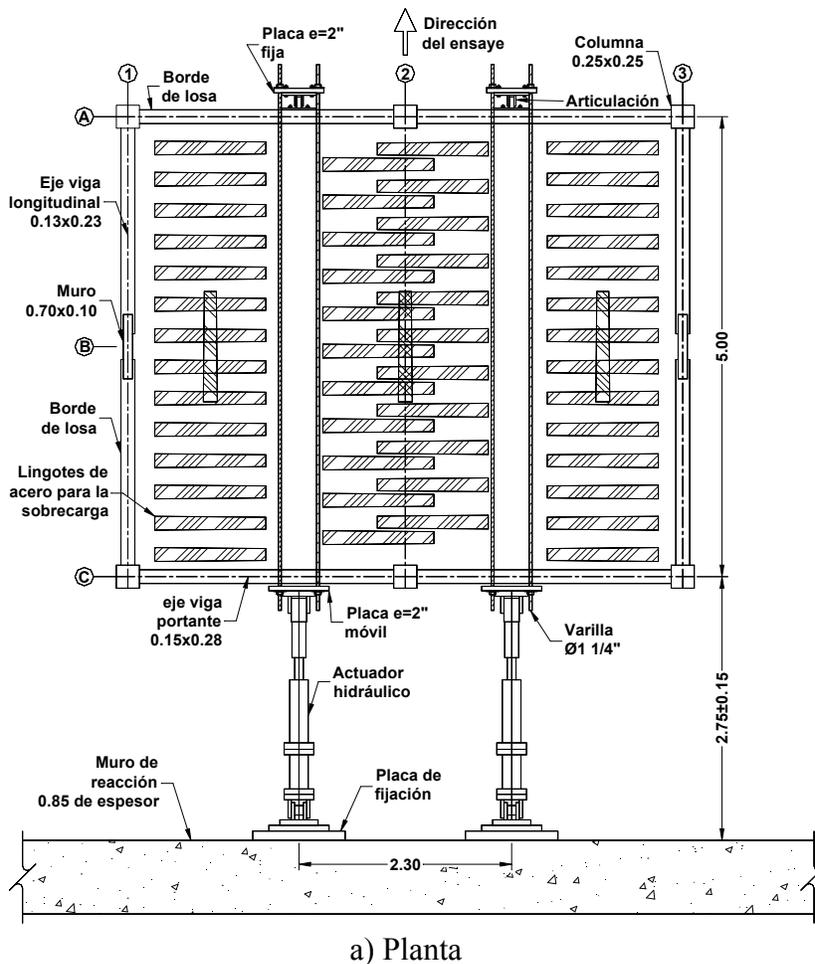
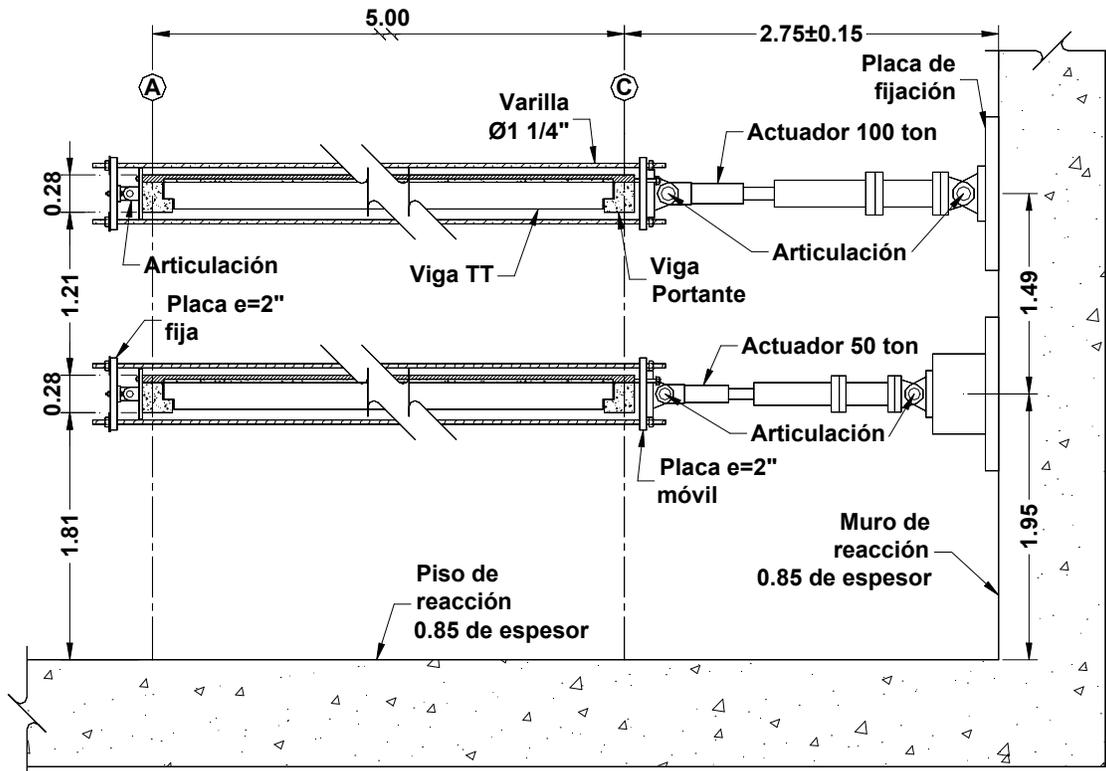


Figura 8. Sistema de aplicación de cargas (dimensiones en metros)



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

Figura 8. Sistema de aplicación de cargas (dimensiones en metros, continuación)

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 en cada nivel y vigas pudieran rotar libremente por medio de articulaciones suministradas (fig. 8). Otra característica favorable de esta forma de ensaye, si se compara con el caso de aplicación de cargas en un solo lado del espécimen, fue la de impedir tensiones excesivas en los puntos de aplicación de cargas durante los diferentes ciclos de aplicación de éstas. Esto permitió que la estructura no tuviera que ser reforzada por este aspecto y que no se modificaran las propiedades de los elementos involucrados. También se debe mencionar que cuando los actuadores trabajaban en compresión las mencionadas barras de 1 1/4" tenían una holgura inicial de 50 mm, con el objeto de que estas barras no impidieran el alargamiento de las vigas ubicadas en el sentido del ensaye, fenómeno que se produce por la formación de articulaciones plásticas en estas vigas y que ha sido estudiado en la literatura, así como en esta investigación. Una vista general del espécimen y el sistema de carga se aprecia en la fig. 9.

El espécimen se fijó al piso de reacción, mediante viguetas de acero estructural apoyadas en los candeleros y atornilladas al piso de reacción (fig. 9).

Para representar en el espécimen las cargas muerta y viva del prototipo se emplearon 53 lingotes de acero en cada nivel, con un peso aproximado de 155 Kg. cada uno, dispuestos uniformemente como se aprecia en la fig. 8. De esta manera se obtuvo una carga de 285 kg/m²

que sumado al peso propio de la losa dio un total 548 kg/m^2 que corresponde al 71% del valor que especifica el reglamento de diseño para la condición de carga muerta y viva, y de 88% del valor requerido cuando se considera sismo. El peso del espécimen sin considerar la cimentación fue igual a 29 ton.

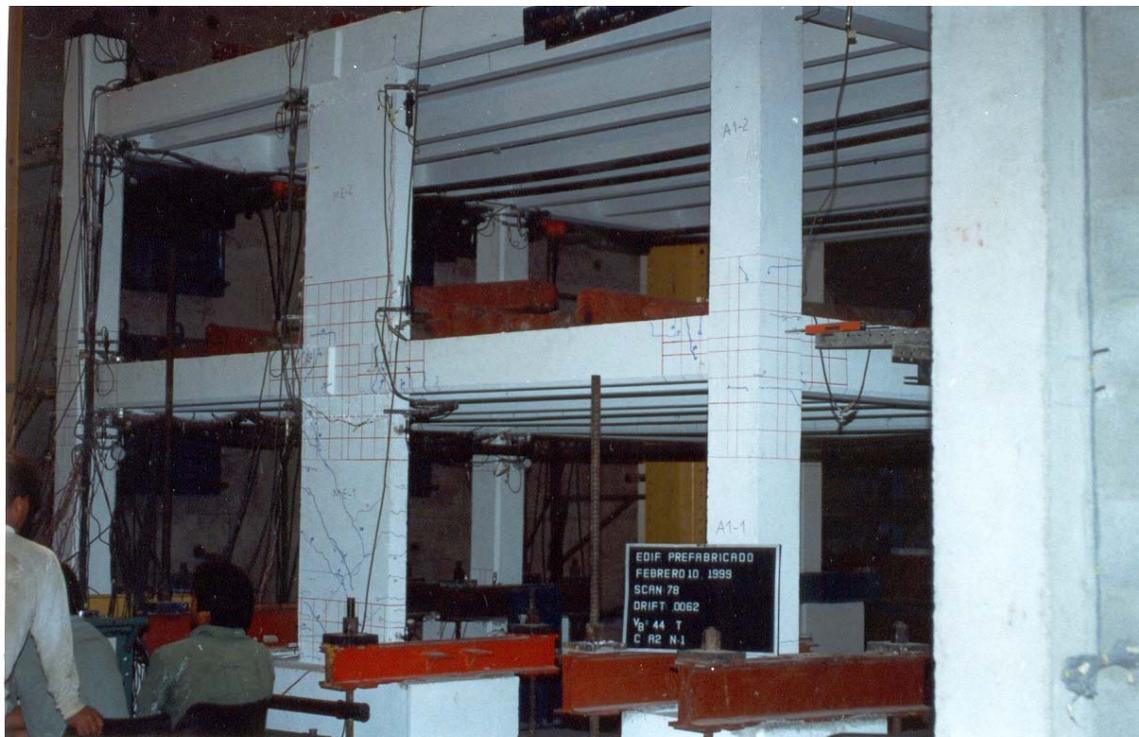


Figura 9. Vista general del espécimen y sistema de carga

Los posibles movimientos del espécimen en la dirección perpendicular de éste se evitaron mediante el empleo de rodamientos en el segundo nivel, los que permitían el desplazamiento del espécimen en la dirección de aplicación de cargas pero que impedían movimientos en la dirección perpendicular a la de aplicación de éstas.

El procedimiento que se siguió para definir la historia de cargas laterales fue el siguiente. Al inicio del ensaye se controló que la carga lateral aplicada no sobrepase el valor del cortante basal resistente, V_{bDF} , igual a 20.2ton, valor del cortante basal correspondiente cuando se alcanza la capacidad resistente del primer elemento estructural de acuerdo con las NTC96, calculada empleando factores de reducción de resistencia iguales a 1. En el primer ciclo de carga se aplicó un valor de carga lateral igual a $0.75 V_{bDF}$, obteniendo en el ensaye un desplazamiento en el segundo nivel respecto a la base que se define como $0.75 \Delta_Y$. Con base en aceptar un comportamiento elástico de la estructura en este nivel de carga, se determinó el desplazamiento de fluencia, Δ_Y , el cual fue igual a 4.5 mm, este valor posteriormente se empleó para controlar el ensaye. Los desplazamientos máximos aplicados en cada nivel de ciclos de carga en la estructura después de aplicar Δ_Y fueron Δ_Y , $4 \Delta_Y$, $6 \Delta_Y$, $13 \Delta_Y$ y $20 \Delta_Y$, realizando tres ciclos de carga para cada uno de estos niveles. Si se define la deformación relativa global Dr , como el cociente entre el desplazamiento lateral del segundo nivel y la altura de éste con respecto a la base de las

columnas ($h=2920$ mm), los niveles de desplazamientos máximos Δ_y y $20 \Delta_y$ corresponderían a valores de Dr iguales a 0.0015 y 0.031, respectivamente. La fig. 10 muestra la historia de carga aplicada al espécimen durante la prueba.

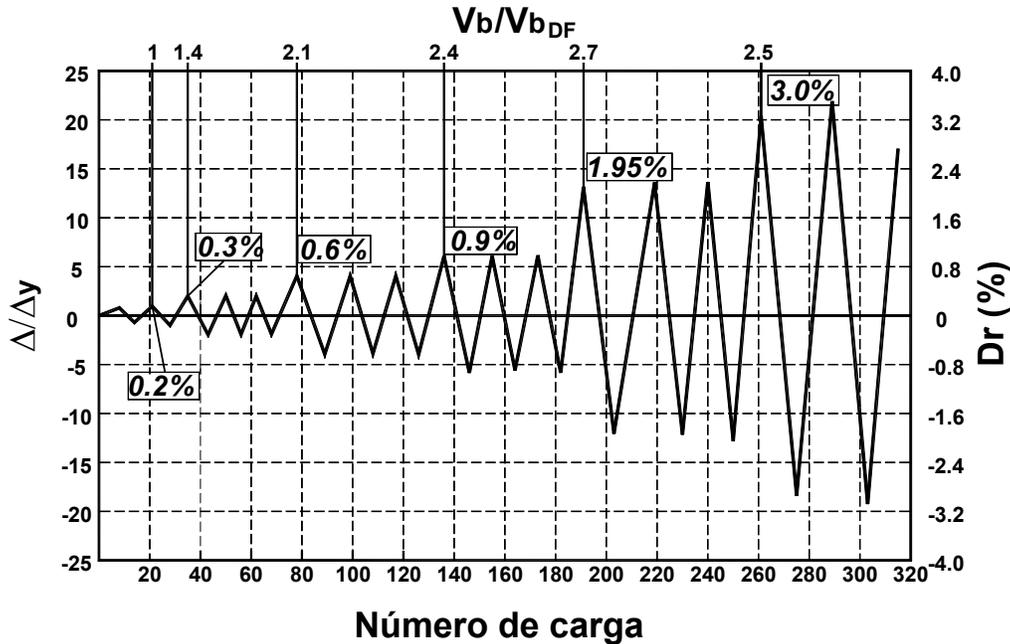


Figura 10. Historia de carga aplicada en la prueba

Instrumentación del espécimen

Se colocaron instrumentos en el espécimen para medir las cargas y desplazamientos laterales en cada nivel de éste. Además, se emplearon medidores eléctricos de desplazamientos con el fin de medir curvaturas en 22 secciones de los elementos estructurales. Esta instrumentación se empleó en doce secciones de dos columnas del espécimen, midiéndose curvaturas en secciones críticas a distancias a cara de cimentación o fondo de trabe que variaron entre $0.22 hc$ y $0.85 hc$, donde hc es la dimensión transversal de columnas. Cuatro secciones instrumentadas correspondieron a dos vigas longitudinales en un eje con muro (eje 1, fig. 1) y a dos vigas T en el eje central (eje 2, fig. 2), las curvaturas se midieron en secciones críticas a distancias a cara de columna que variaron entre $0.25 hv$ y $1.0 hv$, donde hv es el peralte de la trabe. En un muro se instrumentaron cuatro secciones de éste, a una distancia a cara de cimentación o fondo de viga igual a $0.12 hm$, donde hm es el peralte del muro.

También se emplearon deformímetros eléctricos adheridos en secciones críticas de algunas barras del refuerzo longitudinal de vigas, muros y columnas (Rodríguez y Blandón, 2002).

Los diferentes instrumentos de medición fueron conectados a un sistema de adquisición de datos denominado TDS, el cual permitió transformar las señales de voltaje suministradas por

los instrumentos a señales digitales de desplazamientos, fuerza o deformación, según sea el caso, las que posteriormente quedaron grabadas en equipos de computo. El número de canales empleados fue 164, distribuidos de la siguiente forma: 4 para las celdas de carga de los actuadores, 10 para DCDTS para la medición de los desplazamientos laterales de la estructura, 76 deformímetros instalados en barras de refuerzo y dos mas para estribos de la conexión de borde del eje central. También se empleó 64 canales para los micrómetros usados en la medición de desplazamientos para el cálculo de curvaturas y cuatro para micrómetros en cada nivel del espécimen para evaluar el deslizamiento del firme respecto al piso prefabricado, como se comenta en (Rodríguez y Blandón, 2003).

RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPÉCIMEN

Respuesta de vibración forzada y ambiental

De los ensayos de vibración forzada y ambiental del espécimen se obtuvieron los periodos fundamentales de la estructura que se muestran en la tabla 1, correspondientes al ensaye de vibración forzada, $T_{acelerog}$, y ambiental, T_{Amb} , columnas 2 y 3 de la tabla, respectivamente. Estos periodos se evaluaron para los casos del espécimen con y sin sobrecarga. Además, la columna 4 de la tabla 1 muestra los porcentajes de amortiguamiento crítico, ξ , obtenidos con los acelerogramas registrados en los ensayos de vibración forzada. El parámetro ξ se calculó con base en la teoría del decremento logarítmico (Clough y Penzien, 1993).

Tabla 1. Resultados de los ensayos de vibración forzada y ambiental

Ensaye (1)	$T_{acelerog}$ [seg.] (2)	T_{Amb} [seg.] (3)	ξ [%] (4)
Sin sobrecarga	0.089	0.089	1.2
Con sobrecarga	0.135	0.136	2.0

La tabla 1 muestra un incremento en el periodo de 59% entre las condiciones del espécimen sin sobrecarga y con ésta. Este valor se puede explicar considerando que la masa en el espécimen con sobrecarga cambió en un orden de dos. El periodo para el caso con sobrecarga calculado mediante el programa ETABS (Maison *et al.*, 1974) considerando la condición que los nudos no son rígidos fue igual a 0.098 seg. Estos resultados indican que el periodo medido (0.135 seg.) fue 38% mayor que el calculado, lo que implica que el modelo teórico empleado estaría sobrestimando la rigidez lateral 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, se observó agrietamiento incipiente en los muros así como en las columnas. Como se describe mas adelante, con el programa RUAUMOKO (Carr, 1998) también se efectuaron análisis del tipo no lineal ante cargas laterales, el cual emplea como datos iniciales momentos de inercia bastante menores que los correspondiente a secciones brutas. Con este programa el periodo fundamental calculado para la condición de inicio del ensaye ante cargas laterales (con sobrecargas) fue igual a 0.168 seg, valor mayor que el medido, 0.135 seg, tabla 1. Esto se puede explicar si se considera que en este

último análisis se están empleando momentos de inercia que tratan de representar la rigidez inicial de un modelo bilineal, este modelo pretende ser representativo del comportamiento global del tipo no lineal y no sólo del comportamiento elástico del espécimen, como es el caso de la rigidez empleada en programas de análisis típicos como es el programa ETABS.

También es de interés comentar los resultados mostrados en la tabla 1 referentes a los porcentajes de amortiguamiento crítico, ξ , medidos en el espécimen. Estos resultados indican que el valor de 0.05 comúnmente empleado para ξ en procedimientos tradicionales de ingeniería sísmica estaría sobrestimado en marcos sin los llamados elementos no estructurales, lo que sugiere la relevancia de estos elementos en la respuesta sísmica de estructuras.

Respuesta observada en los ensayos del espécimen ante cargas laterales cíclicas reversibles

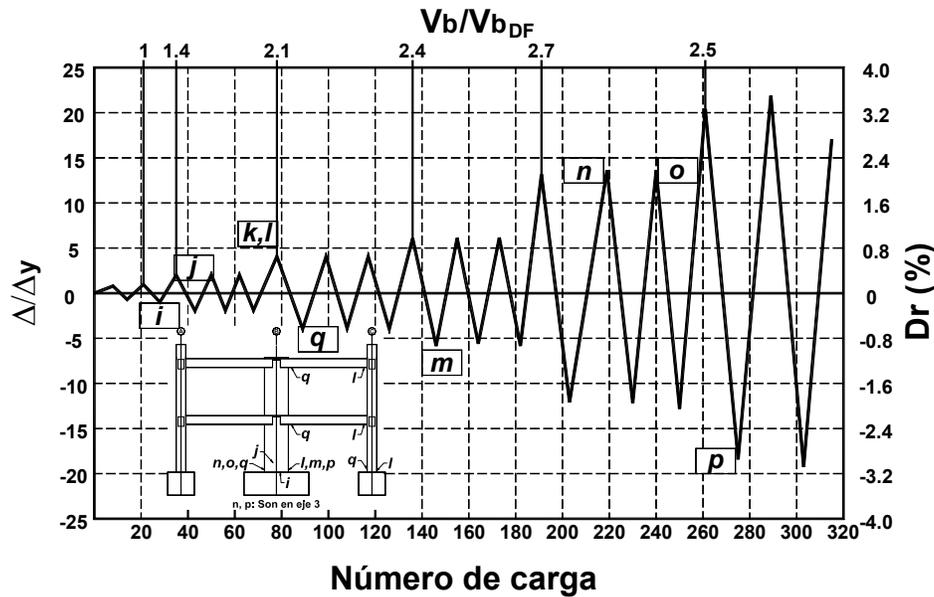
Respuesta carga-desplazamiento y daños observados

La fig. 11 muestra la historia de desplazamientos laterales aplicados en el espécimen. En ella se localizan algunos eventos relevantes observados durante el ensaye del espécimen, tales como primeras fluencias del refuerzo longitudinal de muros, vigas y columnas, desprendimiento del concreto, fracturas en el sistema de piso y pandeo en el refuerzo longitudinal de los muros. El punto de fluencia en el acero de refuerzo se definió con base en las características del material utilizado (Rodríguez y Blandón, 2002). Los resultados de la fig. 11 se muestran en función del cortante basal medido en el espécimen, V_b , expresado en forma adimensional empleando el parámetro V_{bDF} (20.2 ton) anteriormente definido, así como en función del desplazamiento relativo global, Dr .

La fig. 12 muestra relaciones carga lateral-desplazamiento obtenidas en el ensaye del espécimen. La fig. 12a muestra la relación obtenida entre el cortante basal medido en el espécimen, V_b , en forma adimensional y la deformación relativa global Dr . Esta gráfica también muestra 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 aprecia en la fig. 12a, al inicio de la fluencia del refuerzo longitudinal en el muro, la estructura sufrió grandes desplazamientos laterales, y los ciclos histeréticos correspondientes fueron más amplios, es decir con incrementos relevantes de disipación de energía.

La fig. 12b muestra envolventes de la distorsión de entrepiso dr , medida en los dos niveles de la estructura, para los diferentes niveles de cortante basal aplicados. Se observa en esta figura que los dos niveles presentaron una distorsión similar y se alcanzó un valor máximo cercano a 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.

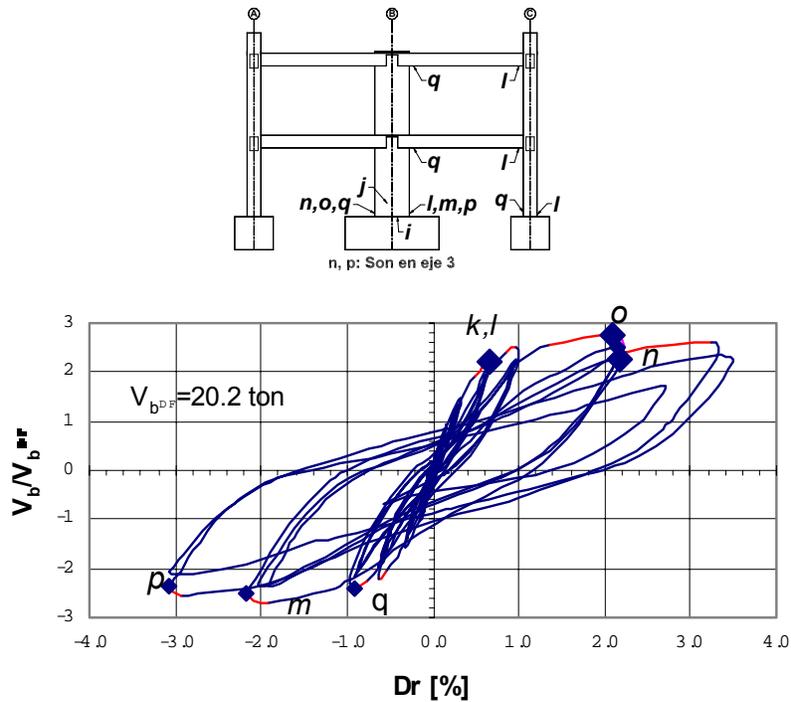


- i: Grietas horizontales en la parte inferior de los muros.
- j: Grietas diagonales en el tercio inferior de los muros.
- k: Se marca la junta entre el sistema de piso y muro.
- l, q: Se presentan las primeras fluencias en varillas del muro, columnas y viga longitudinal.
- m: Desprendimiento del recubrimiento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

Figura 11. Eventos observados en el ensaye

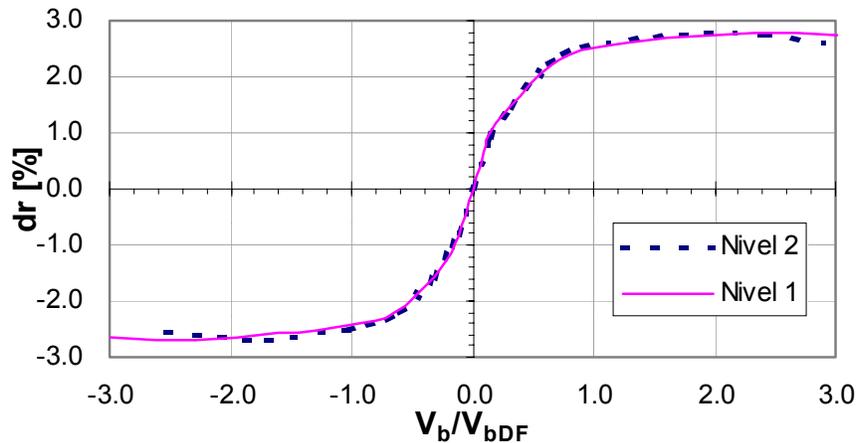
El valor máximo del cortante basal alcanzado en el ensaye fue 56.0 ton, es decir $V_b/V_{bDF} = 2.8$, para una distorsión global, Dr , igual a 2.0%. El ensaye se terminó para un desplazamiento lateral máximo del segundo nivel del espécimen igual a 98.4mm, lo que corresponde a un valor de Dr igual a 3.4% y a valores de los parámetros V_b y V_b/V_{bDF} iguales a 47.1 ton y 2.3, respectivamente. Este valor del cortante basal en este último ciclo de carga fue 16% menor que el máximo obtenido, este deterioro de resistencia se debió principalmente a los daños sufridos en la base de los muros, así como en la unión de éstos con el sistema de piso. Para el nivel de deformaciones laterales correspondientes a la finalización del ensaye se observó que los muros se salieron notoriamente de su plano, así como una separación importante de éstos en su intersección con el sistema de piso. Las características más importantes de los daños observados en el espécimen se describen en lo que sigue.

El daño en los muros se inició por el pandeo del refuerzo longitudinal de éstos en su sección crítica a cara de cimentación, para un valor de Dr aproximadamente igual a 2.0%. Este pandeo ocurrió en este nivel de deformaciones inmediatamente después del desprendimiento del recubrimiento de concreto en la zona crítica mencionada.



- k: Se observa agrietamiento 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 y eventos observados



b) Envolturas de distorsiones de entrepiso

Figura 12. Relaciones cortante basal-desplazamiento lateral medidos en el espécimen

Las figs. 13 y 14 muestran levantamientos de los daños del espécimen observados al final del ensaye en el eje con muro y eje central (eje 2, fig. 2), respectivamente. La fig. 15 muestra una vista de los daños observados al final del ensaye para un eje con muro, y la fig. 16 un acercamiento a la base del muro que ilustra el pandeo del refuerzo longitudinal. Las figuras 13 a la 16 muestran que el daño observado al final del ensaye en columnas y traveses fue bastante menor que el de los muros. En las bases de las columnas, así como en las zonas de unión trabe-muro se observó agrietamientos característicos de formación de articulaciones plásticas, estos agrietamientos fueron mas evidentes en los ciclos de carga correspondientes al inicio del deterioro de la capacidad resistente del muro. Tanto en las bases de columnas como en las zonas de unión trabe-muro fue posible observar el pandeo incipiente del refuerzo longitudinal respectivo (fig. 13).

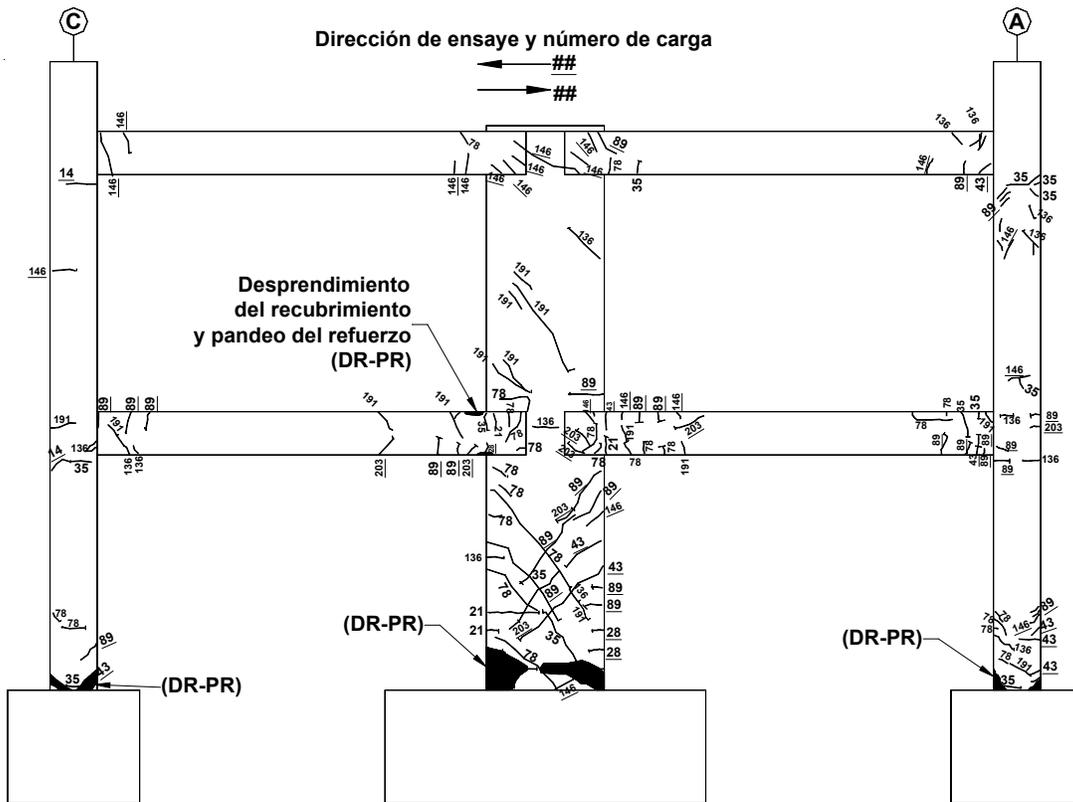


Figura 13. Agrietamientos y daños en eje con muro al finalizar el ensaye

La fig. 17 muestra un levantamiento de daños y agrietamientos observados en la parte superior del sistema de piso del primer nivel. En ella se observa que los mayores daños ocurrieron en la unión muro-sistema de piso, donde se presentó la fractura de la malla de refuerzo del firme. 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. Para este nivel de carga 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. Como se aprecia en la fig. 17 esta fractura formó grietas que variaron de 15 mm a 30 mm de ancho.

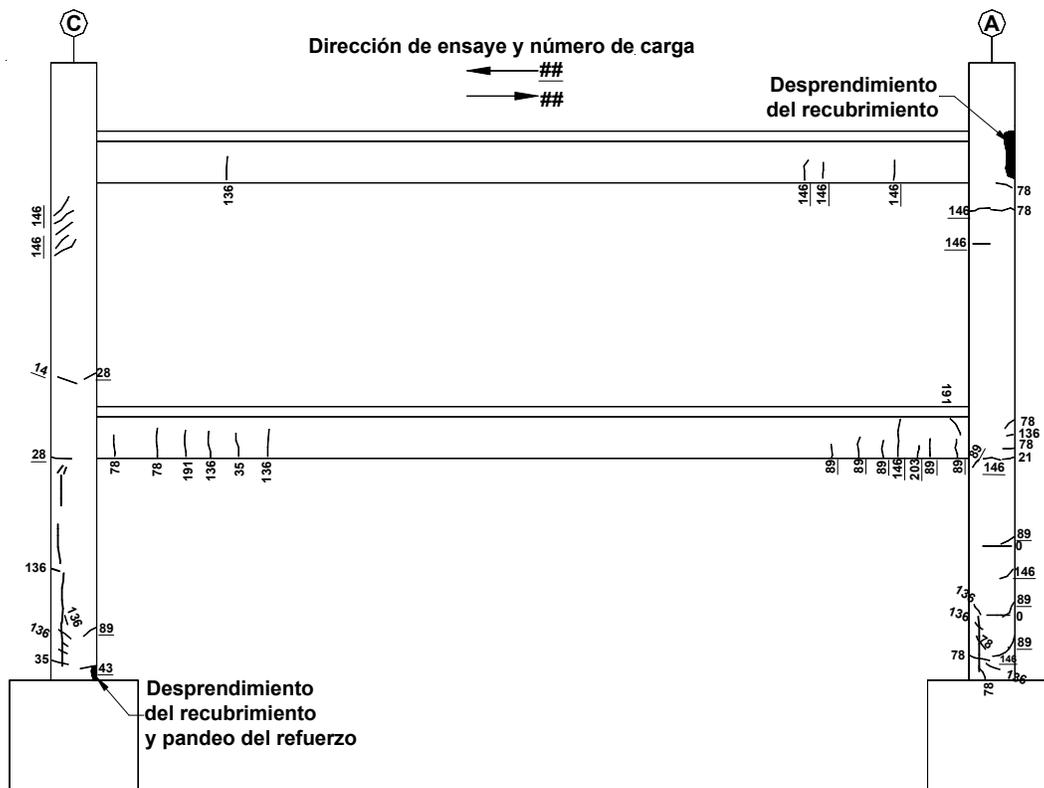


Figura 14. Agrietamientos y daños en eje central (eje 2) al finalizar el ensaye



Figura 15. Vista general lado oeste del espécimen al finalizar el ensaye



Figura 16. Vista lateral en la base del muro del eje 1

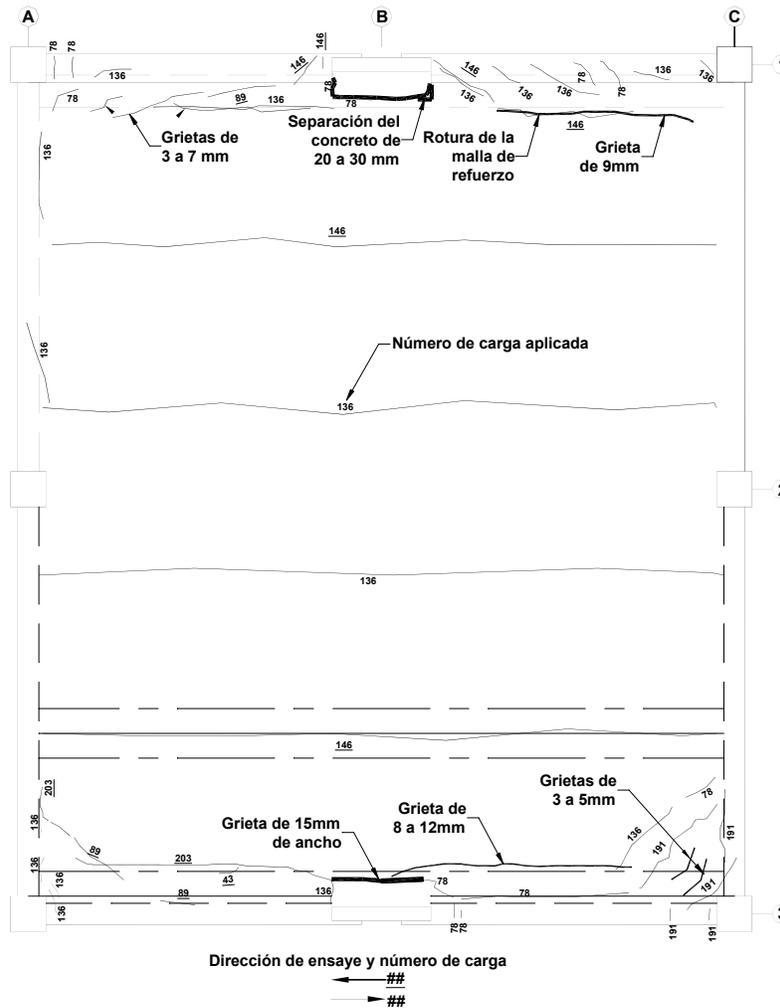


Figura 17. Agrietamientos y daños observados en la cara superior de losa Nivel 1 al finalizar el ensaye

Modo de falla observado

La fig. 18 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 fluencias del refuerzo longitudinal 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, el valor de Dr correspondiente fue 0.3 %.

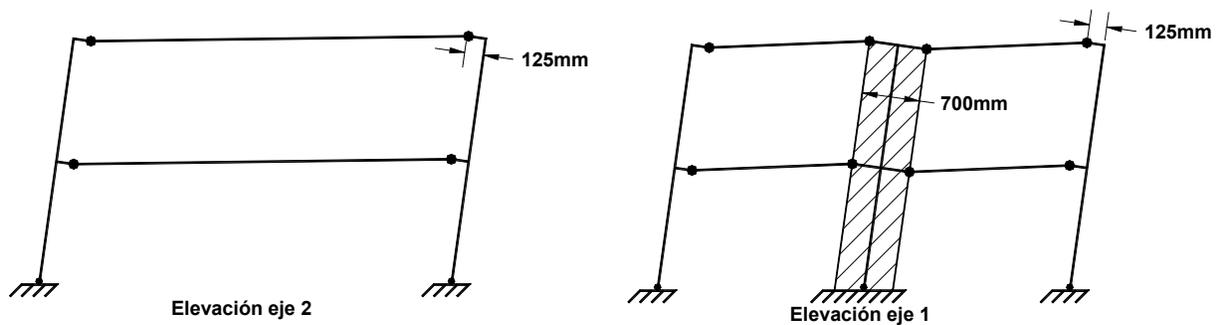


Figura 18. Mecanismo de falla

En los ciclos de carga con valores de la relación de carga V_b/V_{bDF} , en el intervalo 1.4 a 2.1, ocurrió el agrietamiento del firme en su vecindad con los muros y probable fractura de la malla del firme. Además, se observaron articulaciones plásticas en las bases de las columnas de esquina para una relación de carga V_b/V_{bDF} cercana a 2. Posteriormente las articulaciones plásticas aparecieron en las bases de las columnas del marco central así como articulaciones plásticas incipientes en los extremos de la viga T de este marco en el nivel 1, para la carga V_b/V_{bDF} igual a 2.4, el valor de Dr correspondiente fue 0.9 %.

Las figs. 11 y 12, anteriormente comentadas, muestran algunos eventos relevantes observados en el ensaye que se pueden relacionar con la aparición de articulaciones plásticas en el mecanismo en estudio.

Mediciones de deformaciones en varillas de refuerzo y de curvaturas

En los ensayos antes cargas laterales del espécimen se obtuvieron mediciones de deformaciones en varillas de refuerzo en elementos estructurales del espécimen, así como de curvaturas en algunas secciones críticas de estos elementos. En general, estas mediciones son congruentes con la observación en el ensaye de la formación de articulaciones plásticas en las base de columnas y muros.

Las mediciones de deformaciones en varillas de refuerzo en secciones críticas de traveses del espécimen mostraron un comportamiento monolítico de las conexiones de traveses prefabricadas de los ejes laterales 1 y 3 del espécimen, lo que es congruente con el hecho de que

estas conexiones fueron diseñadas y construidas con el criterio de emulación, es decir con criterios análogos a los de conexiones monolíticas. Por el contrario las mediciones de deformaciones en varillas de refuerzo en secciones críticas de conexiones trabe-columna del eje central 2 del espécimen, las que tuvieron varillas del lecho inferior con longitud de desarrollo insuficiente, mostraron un comportamiento diferente al monolítico, ya que algunas de estas varillas no llegaron a la fluencia o lo hicieron para deformaciones laterales bastante altas en el espécimen, cercanas a 0.01 para Dr . Además, fue posible detectar deslizamiento de las varillas de lecho inferior en estas últimas conexiones debido a la mencionada falta de longitud de desarrollo de estas varillas, lo que se analiza en (Rodríguez y Blandón, 2003).

EVALUACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Evaluación de rigidez lateral calculada y medida en el espécimen

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 1. Para los ensayos de vibración el cálculo de la rigidez lateral se realizó con la ecuación 2, la que es sólo una aproximación, debido a que estrictamente es válida para estructuras de un grado de libertad.

$$K = \frac{V}{D_2} \quad (1)$$

$$K = m \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \quad (2)$$

En la ecuación 2, m es la masa del espécimen y T el periodo fundamental medido de ensayos de vibración de éste (tabla 1).

La tabla 2 resume resultados de rigideces obtenidas en los ensayos y de procedimientos teóricos empleados. Esta tabla 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 1. Además la tabla muestra la rigidez K_{Acel} que se obtiene empleando la ecuación 2 y para T el valor de $T_{Acelerog}$ mostrado en la tabla 1, valor obtenido de los ensayos de vibración forzada antes de iniciar el ensayo ante cargas laterales.

Tabla 2. Rigideces del espécimen. [ton/mm]

K_{Dis}	K_{Acel}	$K_{Mod Bil}$
8.57	6.61	3.39

La fig. 19 muestra con línea llena la envolvente de los ciclos de histéresis cortante basal-distorsión global (Dr) mostrados en la fig. 12. La fig. 19 también muestra con línea punteada gruesa una curva representativa de un modelo bilineal, la que se obtuvo con el criterio de igualar

el área bajo esta curva con el área bajo la curva envolvente a los ciclos histeréticos experimentales cortante basal versus deformación lateral del espécimen.

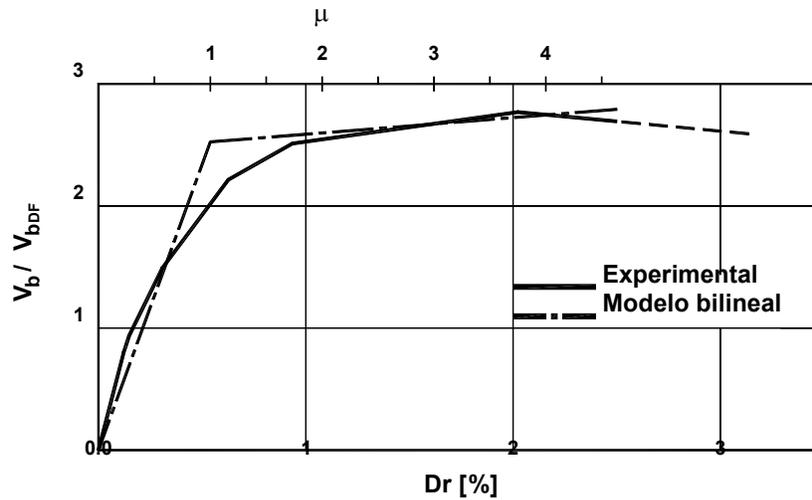


Figura 19. Envolvente cortante basal-deformación relativa global y cortante basal-ductilidad de desplazamiento en el espécimen.

La fig. 19 muestra que el modelo bilineal empleado puede llevar a una aproximación aceptable de la envolvente a los resultados carga-desplazamiento mostrados en esta figura. Aún cuando para niveles de carga lateral bajos este modelo puede subestimar la rigidez lateral de la estructura, fig. 19, como herramienta para el análisis de la respuesta no lineal de la estructura puede ser bastante útil, ya que por su sencillez este modelo ha sido ampliamente empleado en la literatura en el análisis sísmico no lineal de estructuras. Es relevante mencionar 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 correspondiente al modelo bilineal, $K_{Mod bil}$. Este resultado sugiere que en el análisis sísmico de estructuras semejantes al espécimen, cuando se calculen sus desplazamientos laterales, podría ser necesario considerar que los momentos de inercia de los elementos estructurales son del orden del 40% de los momentos de inercia brutos. Un resultado semejante también se obtuvo mediante el análisis de la rigidez de sección empleando diagramas momento-curvatura de secciones críticas de elementos estructurales empleadas en un análisis no lineal del espécimen que se comenta posteriormente.

Evaluación de la capacidad lateral resistente del espécimen

Con el fin de evaluar la capacidad resistente del espécimen ante cargas laterales 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 . La tabla 3, columna (1), muestra las diferentes condiciones de resistencia analizadas. La columna (2) muestra los valores del cortante basal que se requiere para que se presenten dichas resistencias, aceptando que los demás elementos de la

estructura todavía no incursionan en el intervalo inelástico. 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 3 muestra el cortante basal asociado a la carga lateral de colapso máxima observada en el ensaye.

Tabla 3. 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)	56.0

La inspección de los valores que se muestran en la tabla 3 indica que, de acuerdo con el RCDF93, varias capacidades resistentes críticas tienen asociadas valores semejantes de los cortantes basales correspondientes. En el caso más crítico esta capacidad fue igual a 20.2 ton (tabla 3). Entre las capacidades más críticas estuvieron las de fluencia del refuerzo longitudinal de trabes a cara de columna, tanto en el eje central del espécimen en el sentido del ensaye como en los ejes laterales. Igualmente, en la tabla mencionada se señala que las capacidades resistentes menos críticas son las correspondientes a capacidades de flexocompresión en columna, de momento positivo en las trabes de marcos de borde, así como en la mayor parte de los casos de fuerzas cortantes en los diferentes elementos estructurales.

Como ya se comentó, el modo de falla observado en el espécimen corresponde al mostrado esquemáticamente en la fig. 18. De acuerdo con lo observado, (tabla 3), el valor del cortante basal medido para este modo de falla corresponde a 56.0 ton, es decir $V_b/V_{bDF} = 2.8$. Parte de la diferencia entre la carga de colapso medida y las resistencias críticas obtenidas con los criterios del RCDF93 (tabla 3) se explica si se toma en cuenta que estas últimas corresponderían al límite elástico de la estructura, como ya se comentó, lo cual implica una resistencia adicional en la estructura, lo que también se conoce como sobrerresistencia. Existen diversos factores que contribuyen a esta sobrerresistencia, los que no son considerados de manera explícita por reglamentos, como endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, contribución de la losa a la resistencia lateral, mayor resistencia del concreto por efecto de confinamiento, así como el grado de redundancia en la estructura.

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. 19. Tomando en cuenta estas restricciones, en esta investigación se sigue un criterio propuesto por otros investigadores (Mahin *et al.*, 1976) 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 anteriormente empleado en México (Rodríguez y Santiago, 1995; Rodríguez y Santiago, 1996).

La fig. 19 muestra que si se emplea la envolvente experimental (con línea sólida) y un desplazamiento de fluencia de 15.8 mm, se obtendría una ductilidad global de desplazamiento, μ , máxima, aproximadamente igual a 4.5 y un valor para Dr igual a 2.5% . 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 ha descrito anteriormente, cuando el espécimen alcanzó para Dr un valor aproximadamente igual a 0.02 (correspondiente a una ductilidad global de desplazamiento, μ , cercana a 4), se observó el pandeo de las barras de refuerzo del muro. La línea punteada descendente en la fig. 19 corresponde al intervalo de deformación en el espécimen asociado a un nivel de daños importantes en el muro, cercano a la pérdida de la estabilidad de éste fuera del plano, por lo que esta última parte de la respuesta del espécimen se considera con un comportamiento inaceptable de la estructura y no se toma en cuenta en un posterior análisis de la respuesta del espécimen.

Evaluación del alargamiento del sistema de piso en el espécimen

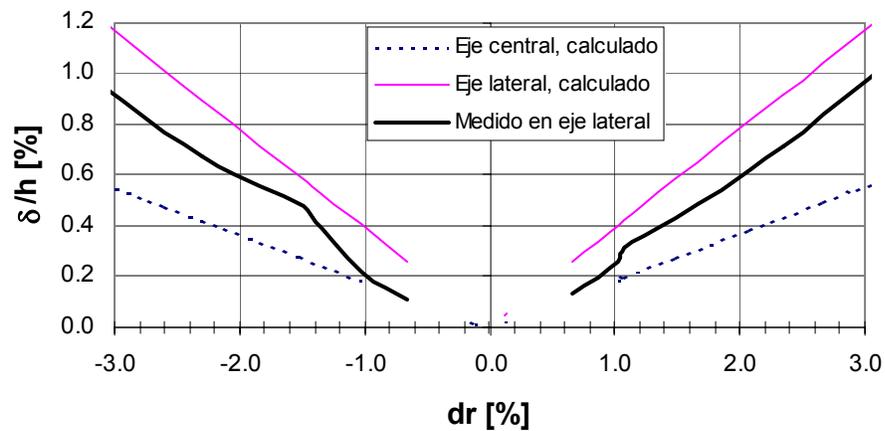
En el ensaye del espécimen se observó el fenómeno de alargamiento de las vigas de piso, lo que se origina por la formación de articulaciones plásticas en éstas (Fenwick, 1993). Este efecto puede ser de importancia en el comportamiento de columnas de planta baja, pues en este nivel la cimentación trata 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).

Un criterio aproximado para evaluar dicho alargamiento se basa en suponer que éste 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 ha sido propuesta para evaluar el alargamiento de un elemento estructural, δ , es (Megget y Fenwick, 1989):

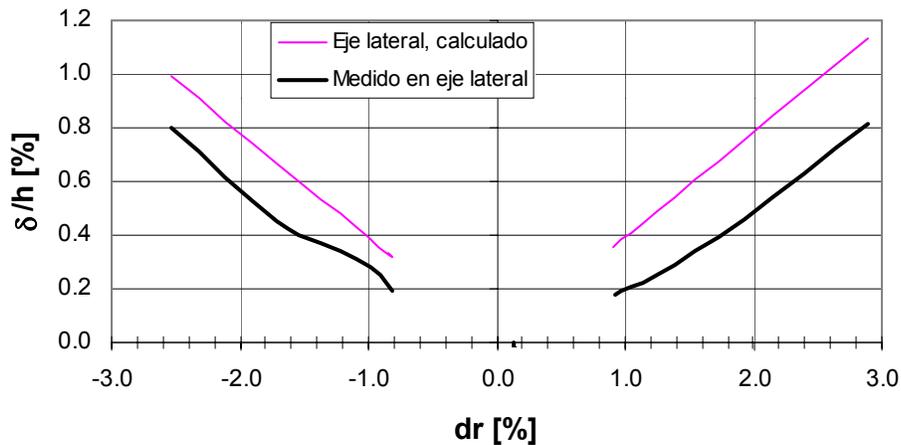
$$\delta = \Sigma\theta \cdot \frac{d - d'}{2} \tag{3}$$

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.

Para aplicar la ecuación (3) al caso del espécimen en estudio, (Rodríguez y Blandón, 2002) consideraron el mecanismo de colapso observado en el espécimen, anteriormente descrito. La fig. 20 muestra los alargamientos δ medidos en el sistema de piso, así como los calculados empleando la ecuación (3). Los resultados se presentan en forma adimensional, empleando el cociente de δ y la altura de entrepiso, h . Este alargamiento adimensional se presenta en función de la distorsión de entrepiso, dr . Las rotaciones de las secciones críticas de una trabe del eje central del espécimen, son θ_{p1}^- y θ_{p1}^+ , donde la primera es la rotación de la articulación plástica negativa (el refuerzo del lecho superior tiene la longitud de anclaje especificada por las NTC96), y la segunda es la rotación positiva en la sección con longitud insuficiente de desarrollo, rotación que se considera que es principalmente de cuerpo rígido.



a) Nivel 1



b) Nivel 2

Figura 20. Alargamiento del sistema de piso

En el caso del marco central, para emplear la ecuación (3), se consideró:

$$\Sigma \theta = \theta_{p1}^+ + \theta_{p1}^- \quad (4)$$

Por limitaciones del ensaye, en las trabes del eje central se midieron solo las rotaciones de un extremo de ellas, por lo que para emplear las ecuaciones (3) y (4), en el cálculo de los resultados mostrados en la fig. 20 se consideró la hipótesis de diafragma rígido, lo que lleva a $\theta_{p1}^+ = \theta_{p1}^-$.

La fig. 20 muestra también resultados de alargamientos medidos y calculados para el marco del eje lateral. Para el cálculo de este alargamiento se empleó la ecuación (3), considerando cuatro articulaciones por nivel, por lo que se obtiene:

$$\Sigma \theta = 2 \cdot (\theta_{p2}^+ + \theta_{p2}^{*-}) \quad (5)$$

En la ecuación (5) las rotaciones θ_{p2}^+ y θ_{p2}^{*-} corresponden a la rotación experimental de las secciones críticas de las trabes del marco lateral, positiva y negativa, respectivamente. En el ensaye se obtuvieron mediciones de estas rotaciones.

Si se combinan las ecuaciones 3 a la 5, se obtienen los resultados identificados como “calculados” en la fig. 20. En ella se observa que para el primer nivel, el alargamiento calculado para el eje lateral da resultados conservadores respecto a los medidos. Por el contrario, en la trabe del eje central del primer nivel, el alargamiento calculado es menor que el medido en el eje lateral. Se debe mencionar que por limitaciones en el sistema de medición, no pudo medirse el alargamiento en el eje central.

De acuerdo con los resultados de la fig. 20b, el nivel 2 muestra resultados congruentes con los del nivel 1. En esta figura no se efectúa la comparación entre resultados calculados y medidos para la trabe del segundo nivel del eje central 2, ya que de acuerdo con los resultados experimentales esta trabe no tuvo comportamiento inelástico.

La fig. 21 permite comparar los alargamientos medidos en los niveles 1 y 2. Se observa en esta figura que el alargamiento medido en el nivel 1 fue mayor que en el nivel 2. La fig. 21 muestra también que el parámetro δ/h se puede evaluar de manera aproximada en función de d_r mediante:

$$\frac{\delta}{h} = \frac{1}{3} d_r \quad (6)$$

Es de interés que una expresión similar a la ecuación 6 (con un coeficiente de 1/4 en lugar de 1/3) ha sido sugerido para evaluar δ/h para el caso de edificaciones a base de losa plana del tipo reticular (Rodríguez y Santiago, 1996).

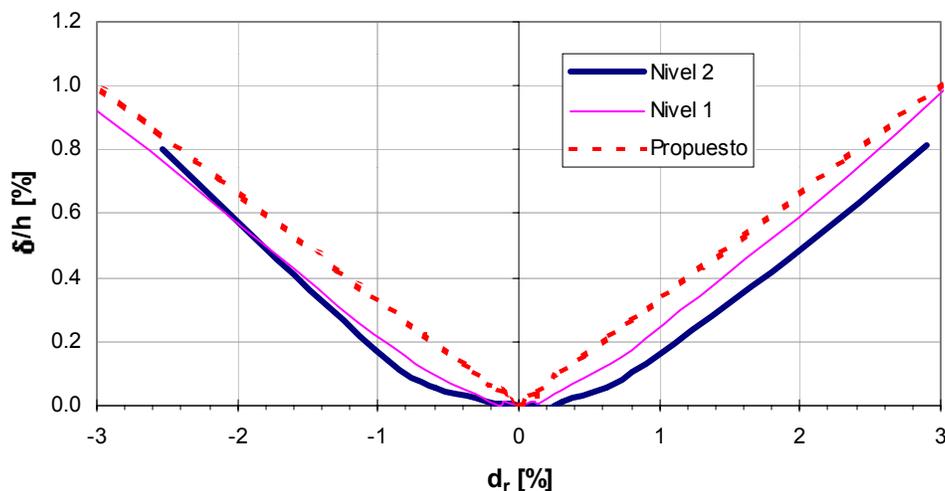


Figura 21. Alargamientos medido y calculado en el sistema de piso versus distorsión de entrepiso

La evaluación del parámetro δ es relevante para un diseño adecuado de la longitud de apoyo de sistemas de piso, con el objeto de evitar que éstos se queden sin apoyo durante un sismo de importancia.

Comportamiento histerético observado en el espécimen 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 D_r 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 de piso, lo que produjo que el muro se saliera de su plano. En este nivel del ensayo los elementos de los marcos absorbieron buena parte de la carga lateral sin presentar fallas frágiles que podrían llevar al colapso de la estructura. Sin embargo, el análisis de los resultados experimentales para la conexión de la viga T en el eje central, la cual no tiene la longitud de desarrollo especificada por las NTC96, sugieren probable aplastamiento del concreto en la conexión (Rodríguez y Blandón, 2003), lo que indica un comportamiento indeseable, diferente al que tendría una conexión monolítica con un diseño sísmico adecuado.

Análisis no lineal

La evaluación analítica del comportamiento no lineal del espécimen se realizó empleando el 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. 22). La aplicación de la carga lateral en el modelo analítico 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.

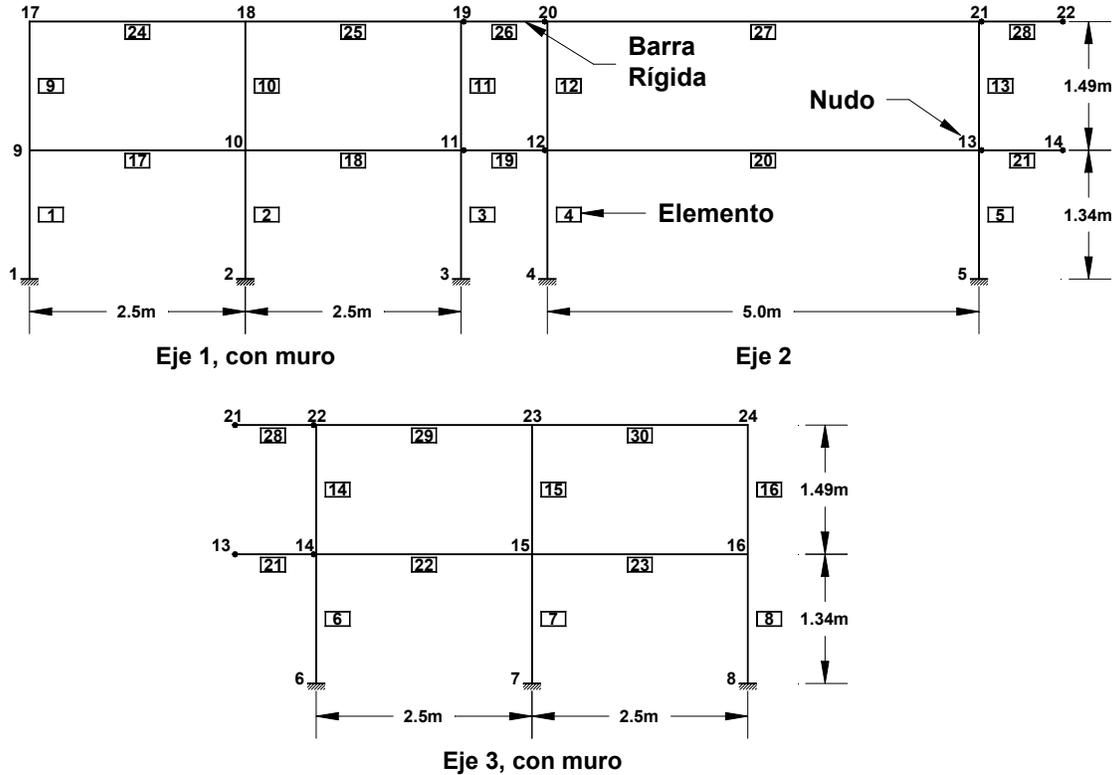


Figura 22. Modelo estructural para el análisis no lineal

Para los elementos estructurales 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 medidos en los elementos estructurales, lo que dio como resultado el valor de 380 kg/cm^2 . En el análisis no se consideró zona rígida en columnas, dado que éstas eran de mayor ancho que las vigas. 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 diagramas momento-curvatura (Rodríguez y Blandón, 2002) obtenidos con el programa de computo MOMCUR (Bernal, 1982) y BIAX (Wallace, 1989). La fig. 23 muestra resultados típicos encontrados en este caso para el muro del espécimen. En esta figura también se muestran las pendientes asociadas a la curva momento-rotación requerida por el programa RUAMOKO, obtenidas 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).

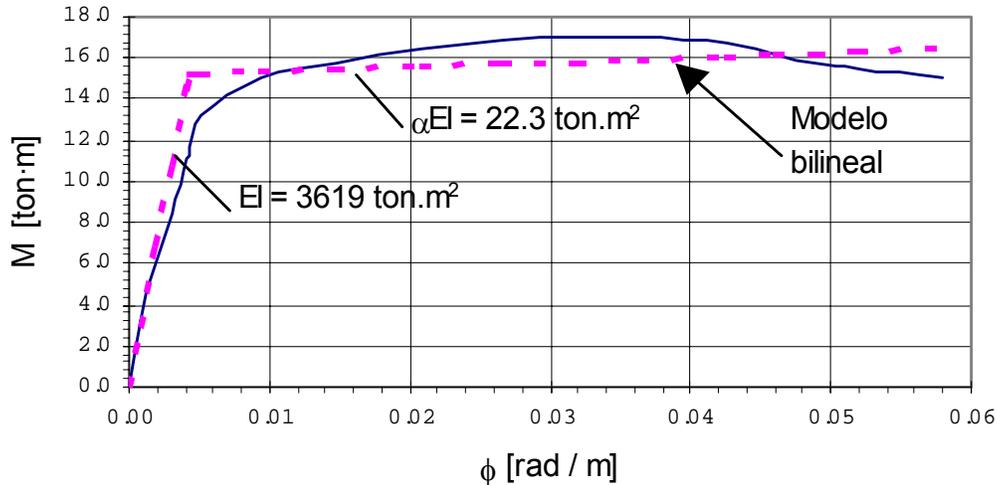


Figura 23. Curvas Momento-Curvatura del muro del espécimen, analítica y modelo bilineal empleado en el análisis no lineal

Tabla 4. Valores de parámetros empleados en el análisis no lineal del espécimen

ELEMENTO (1)	EI [TON.m ²] (2)	αEI [TON.m ²] (3)	I [CM ⁴] (4)	I/I _b [%] (5)
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
Viga eje 1 y 3 (negativo)	228.8	1.0	8307	30
Viga eje 2 (positivo)	77.2	3.4	2803	4
Viga eje 2 (negativo)	319.8	1.7	11612	18

La tabla 4 muestra los valores de las pendientes del modelo bilineal, la rigidez inicial EI y la rigidez asociada a la segunda pendiente de la curva supuesta, la cual se define como αEI , es decir como una fracción de la rigidez inicial. También se muestran los valores de los momentos de inercia empleados en los cálculos, I , así como su relación respecto al momento de inercia bruta de la sección, I_b . Como se aprecia en la columna (5) de la tabla 4, los momentos de inercia calculados con diagramas momento-curvatura para el caso de una viga con momento positivo o negativo son bastante diferentes. Como el programa RUAUMOKO emplea un momento de inercia único por elemento, en este estudio se empleó el criterio de tomar el promedio de los momentos de inercia para los caso en flexión positiva y negativa. También es importante mencionar que en la definición de los valores de los momentos positivo y negativo de la viga T (eje 2) y la viga de borde (ejes 1 y 3), para el análisis no lineal, se consideró el firme como parte de la sección transversal, con anchos de 3.0 m y 1.5 m, respectivamente. Se debe mencionar que

reglamentos como el RCDF 93 no tiene criterios específicos para definir estos anchos mencionados del firme, por lo que en la práctica se emplean diversos criterios.

Los resultados de la tabla 4 indican que la rigidez lateral del espécimen se debe evaluar con reducciones importantes de los momentos de inercia bruta de las secciones, del orden del 20 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 Santiago, 1995; Rodríguez y Santiago, 1996). Considerando que el comportamiento observado en el espécimen prefabricado se puede extrapolar a edificaciones que se analizan en la práctica, estos resultados indican que los momentos de inercia de elementos estructurales en estructuras semejantes a la del espécimen deben calcularse empleando valores no mayores que el 50% de los correspondientes a secciones brutas.

La fig. 24 muestra la curva cortante basal (en forma adimensional), V , versus la deformación global, Dr , obtenida del análisis no lineal (línea punteada), empleando las hipótesis ya comentadas. También esta figura muestra la envolvente de los ciclos $V-Dr$ experimentales obtenidos (línea llena). Esta envolvente termina para un valor de Dr igual a 0.02, ya que como se aprecia en la fig. 12, no fue posible completar los ciclos de carga lateral aplicados en el espécimen para el nivel de Dr igual a 0.03. Se observa en la parte de la respuesta inelástica de la estructura, que ésta en el ensayo alcanzó alrededor de 10% mas capacidad resistente que la obtenida del análisis. Los resultados también indican una buena aproximación entre los valores del modelo analítico empleado y los medidos para la relación monotónica $V-Dr$.

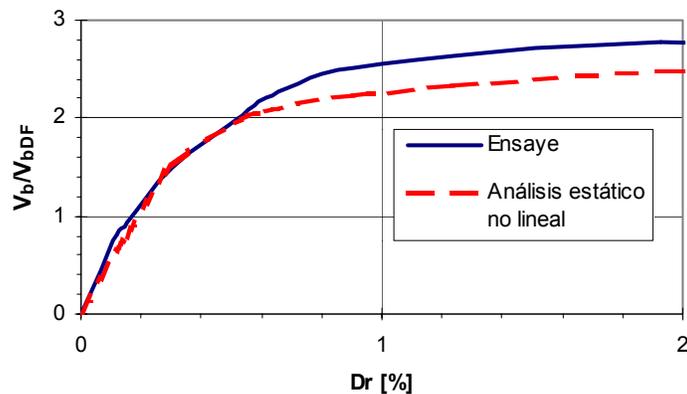


Figura 24. Cortante basal desplazamiento de azotea obtenidos de un análisis teórico y del ensaye ante cargas cíclicas

La fig. 25 muestra los cortantes basales en los muros y marcos obtenidos de acuerdo con el análisis no lineal. En esta gráfica se observa, como se ha explicado para el ejemplo de la fig. 1, 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 marcos son muy diferentes, cercanas a seis para los primeros y tres para los segundos. Con estos resultados la ductilidad global máxima del sistema estructural es aproximadamente igual a cuatro (fig. 25). Este resultado muestra la importancia de la

participación de los muros en la respuesta de un sistema dual, ya que ellos controlan la demanda de desplazamientos de la estructura en general y la de los marcos en particular. Es relevante mencionar que los muros del sistema estructural en estudio reducen de manera drástica las demandas de ductilidad y desplazamientos en las columnas y traveses de este sistema. Además, los resultados muestran que el comportamiento global del sistema depende del comportamiento de sus componentes, y que para conocer el comportamiento del sistema estructural ante acciones sísmicas, es necesaria una evaluación adecuada de la compatibilidad de sus componentes en el intervalo inelástico.

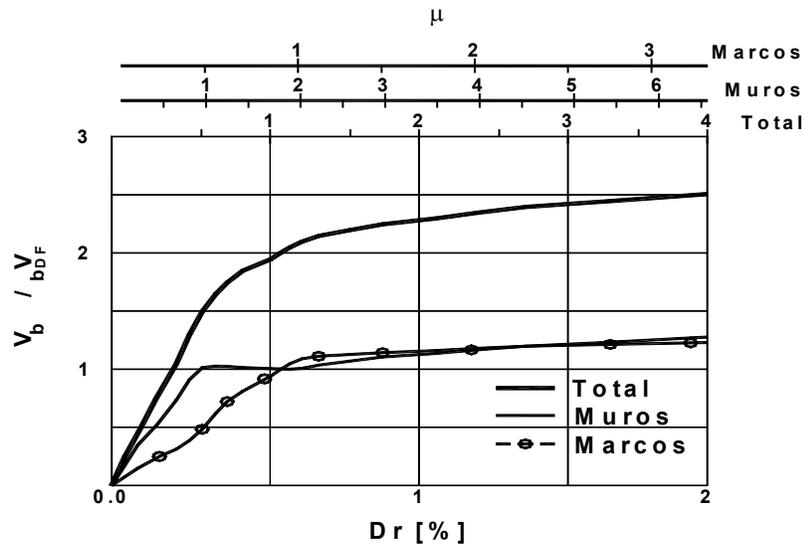


Figura 25. Cortantes basales calculados en muros y marcos

La fig. 26 muestra las demandas de momento flexionante positivo 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) versus deformaciones globales en el espécimen obtenidas del análisis no lineal. Las curvas de la fig. 26 se muestran en forma adimensional en función del momento de fluencia, positivo o negativo correspondiente.

La fig. 26 muestra que la sección a cara de columna de la viga 17 (eje lateral), permanece elástica hasta un nivel de distorsión global de 0.3%, valor donde la curva total en la fig. 25 cambia la pendiente de manera marcada y donde además los muros inician la fluencia (fig. 12). Los resultados para la sección a cara de columna de la viga 20 (eje central) indican que la fluencia de esta sección se inicia en un valor de D_r cercano a 1.4%, lo que coincide razonablemente con los valores medidos de deformaciones en las varillas instrumentadas en la sección en estudio (Rodríguez y Blandón, 2002). Estos resultados analíticos indican que mientras los muros son capaces de resistir 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, ver fig 2), con longitud de desarrollo insuficiente para el refuerzo de lecho inferior, no estaría sometida a demandas altas de deformación. Este resultado es congruente con lo observado en el espécimen ensayado, donde la fluencia de la trabe se presentó sólo para niveles altos de deformación lateral del espécimen, correspondientes a daños severos en los muros.

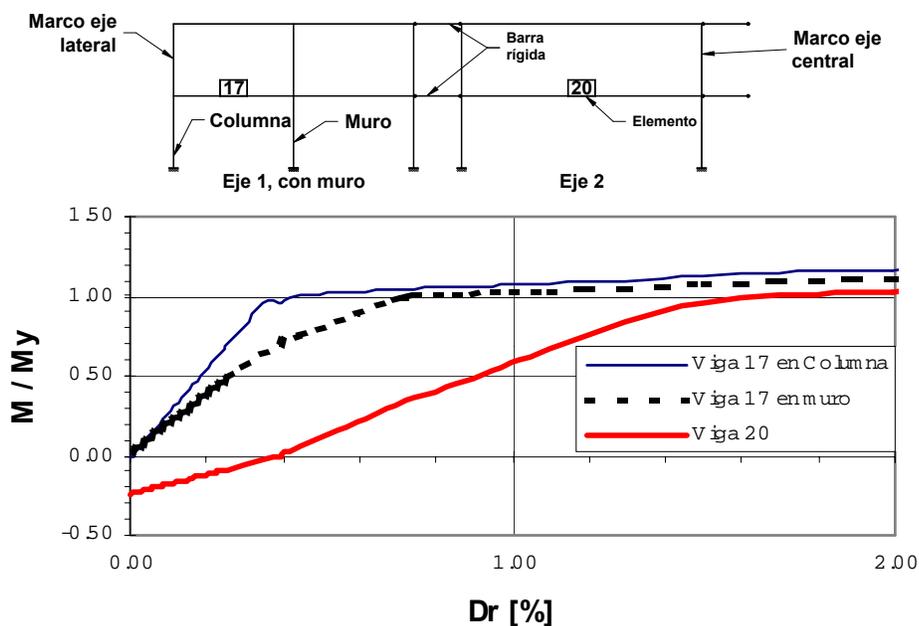


Figura 26. Momentos positivos de travesaños a cara de columna y muro

CONCLUSIONES

1. En los ensayos experimentales del espécimen, construido con el sistema dual (combinación de muros y marcos) se observó que éste alcanzó una ductilidad global de desplazamientos igual a cuatro, correspondiente a una deformación relativa global igual a 0.02. A partir de este nivel de ductilidad el espécimen mostró daños severos. Además, la respuesta del espécimen se caracterizó por que los daños estructurales se concentraron principalmente en los muros estructurales y en el sistema de piso, en la conexión firme-muro.
2. La evaluación de la respuesta global del espécimen mostró la importancia de la participación de los muros estructurales en su respuesta. Esta participación permitió reducir las demandas de deformaciones en las secciones críticas de los elementos prefabricados en los marcos del espécimen. Esta respuesta fue congruente tanto con los resultados del análisis no lineal efectuado, como con resultados de análisis conceptuales llevado a cabo en este estudio. En estos análisis se demostró que debido a los requisitos de compatibilidad de deformaciones de los muros del espécimen y los marcos prefabricados de éste, los primeros requieren llegar a la fluencia antes que los segundos, lo que define las mayores demandas de ductilidad en los muros respecto a las de los marcos.
3. A pesar de la poca capacidad de deformación en las conexiones prefabricadas trabe-columna del espécimen, éstas no fueron críticas en la respuesta global, por que las demandas en estas conexiones fueron pequeñas debido a la concentración de la respuesta estructural en los muros.

4. En el ensaye del espécimen fue posible medir el alargamiento del sistema de piso, lo cual es relevante en estructuras prefabricadas para un diseño adecuado de la longitud de apoyo de pisos prefabricados. Con base en los resultados de este estudio se propone una expresión para el cálculo de este alargamiento, la que puede emplearse para definir la mencionada longitud de apoyo.
5. La comparación de resultados del análisis estructural del espécimen efectuado con criterios especificados por reglamentos y los resultados del comportamiento inelástico observado en el espécimen indican que estos criterios llevan a sobrestimar la rigidez lateral del espécimen. Considerando que este comportamiento se puede extrapolar a edificaciones semejantes al espécimen, estos resultados indican que en el análisis de estas estructuras los momentos de inercia de elementos estructurales se deben calcular empleando valores no mayores que el 50% de los correspondientes a secciones brutas.

AGRADECIMIENTOS

La investigación que se describe en este artículo, así como en (Rodríguez y Blandón, 2003), fue patrocinada por CONACYT (proyecto 1085PA) y ANIPPAC (Asociación Nacional de la Industria de la Prefabricación y Presfuerzo del Concreto). Se agradece la colaboración del personal del Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM y del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). 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 II, 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 a esta institución todo el apoyo brindado.

Se agradece al Ing. R Betancourt, anterior presidente de ANIPPAC, por su entusiasta colaboración en el desarrollo de esta investigación. Los estudiantes E Vargas y J Hernández, participaron en el proceso de construcción y ensaye del espécimen, además en la interpretación de los resultados obtenidos. JM Velasco, del II, fue el responsable de la ejecución de los ensayos de vibración libre y ambiental del espécimen.

REFERENCIAS

- Bernal, D (1982), "Relaciones entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto", *Informe del Instituto de Ingeniería*. diciembre.
- Carr, A (1998) "RUAUMOKO, Computer program library". University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Clough, A y J Penzien (1993), *Dynamics of structures*, segunda edición, Mc Graw Hill. U.S.A.

- Fenwick, R (1993) "Member elongation, a neglected factor in seismic design", *Memorias, the Tom Paulay Symposium*, La Jolla, California.
- Maison, B F y C F Neuss (1974), "Manual SUPER-ETABS", Manual de programa de cómputo para análisis elástico de estructuras, Berkeley, USA.
- Manual (2002), "Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas", ANIPPAC, Editores E Reynoso, M Rodriguez y R Betancourt.
- Mahin, S y V V Bertero (1976), "Problems in establishing and predictivity ductility in structural design", *Memorias, International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, Saint Louis, Missouri.
- Megget, L y R C Fenwick (1989), "Seismic behaviour of a reinforced concrete portal frame sustaining gravity loads", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 1.
- NTC96 (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", México, D.F.
- RCDF93 (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F.
- Rodríguez, M y J Blandón (2002) "Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles", *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 627.
- Rodríguez, M y J Blandón (2003), "Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de un edificio prefabricado de concreto reforzado de dos niveles. Parte II: evaluación del comportamiento de conexiones prefabricadas y del sistema de piso. Recomendaciones de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, No. 68, pp. 93-118.
- Rodríguez, M y S Santiago (1996), "Ensayes sísmicos de una estructura de losa plana reticular rehabilitada", *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 579.
- Rodríguez, M, S Santiago y R Meli (1995), "Seismic load test on two-story waffle flat plate structure", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 9, pp. 1287-1293.
- Park, R (1988), "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing", *Memorias, Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. VIII, Tokyo-Kyoto.
- Wallace, J (1989), "BIAX User manual. a computer program for the analysis of reinforced concrete sections", University of California at Berkeley.