



**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**  
**Facultad de Ingeniería**

01161  
SERIE No 2  
ASOCIACION AL SERVICIO  
MAY 20 1995

**ENSAYE ANTE CARGAS LATERALES CICLICAS**  
**DE UNA ESTRUCTURA DE LOSA**  
**PLANA RETICULAR REHABILITADA**

por:

**SERGIO ARMANDO SANTIAGO RODRIGUEZ**

**FALLA DE ORIGEN**  
**TESIS**

**Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**DE LA**  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**como requisito para obtener**  
**el grado de**  
**MAESTRO EN INGENIERIA**  
**( ESTRUCTURAS )**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

UNAM



## **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 está 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.



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Señor Profesor:  
DR. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ  
P r e s e n t e.

Comunico a usted que a propuesta del Jefe de la Sección de Ingeniería (Estructuras), ha sido designado director de tesis del alumno SERGIO ARMANDO SANTIAGO RODRIGUEZ, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras).

Mucho he de agradecerle su comunicación por escrito a la aceptación a esta designación y el nombre de la tesis a desarrollar.

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 22 de septiembre de 1995  
LA SECRETARIA ACADEMICA

M EN I. NORMA ELENA URIBE MEMIJE

BJS\*jac.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

Recibí notificación para el examen del alumno SERGIO ARMANDO SANTIAGO RODRIGUEZ

Departamento de INGENIERIA CIVIL

Sección: ESTRUCTURAS

JURADO:	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PRESIDENTE:	DR. LUIS ESTEVA MARABOTO	<i>Esteva</i>	25.10.2
VOCAL:	DR. ROBERTO MELI PIRALLA	<i>Rubi</i>	27-95
SECRETARIO:	DR. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ	<i>Mario</i>	2-10-95
SUPLENTE:	DR. SERGIO ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO	<i>Sergio</i>	27-6-95
SUPLENTE:	DR. OSCAR LOPEZ BATIZ	<i>Oscar</i>	27-10-93

## **RESUMEN**

En un estudio anterior se aplicaron cargas laterales cíclicas reversibles en una estructura de concreto reforzado de dos pisos a base de losa plana reticular sin muros, construida a escala un tercio. Después que esta estructura alcanzó niveles de daño severo, la estructura fue reparada y reforzada empleando la técnica de encamisado de concreto reforzado en columnas. Además, se empleó la técnica de inyección con resina epóxica en grietas existentes de las losas reticulares y columnas. El espécimen rehabilitado fue sometido a cargas laterales cíclicas reversibles hasta lograr niveles de daño severo. Los resultados de esta investigación indican que debido al encamisado de columnas, el espécimen mostró un comportamiento predominantemente en flexión, con un incremento importante en rigidez y resistencia respecto a la estructura original. Sin embargo, los desplazamientos máximos y ductilidades globales de desplazamientos en la estructura rehabilitada fueron similares a los de la estructura original. Se dan recomendaciones para la evaluación del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

## INDICE

1.- INTRODUCCION	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcances y objetivos	2
2.- CRITERIOS DE REHABILITACION Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	
2.1 Criterios de rehabilitación sísmica en edificios	3
2.2 Comportamiento sísmico de columnas	5
3.- DESCRIPCION DEL ESPECIMEN REHABILITADO Y ENSAYE	
3.1 Estructura original y ensaye previo	7
3.2 Criterio de rehabilitación sísmica para el espécimen ensayado	8
3.3 Proceso constructivo y materiales	10
3.4 Descripción del ensaye	12
4.- RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN	
4.1 Introducción	17
4.2 Descripción de los sistemas de referencia para medir fuerzas y deformaciones	17
4.3 Respuesta carga-desplazamiento	17
4.4 Deformaciones medidas en varillas de refuerzo longitudinal	20
4.5 Curvaturas medidas en el ensaye	22
4.6 Modo de falla	24
4.7 Alargamiento observado en losas	24
5.- EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES	
5.1 Introducción	27
5.2 Rigidez lateral	27
5.3 Evaluación de la capacidad resistente del espécimen	31
5.4 Ductilidad y desplazamiento relativo global	36
5.5 Comportamiento histerético y comentarios adicionales	38
5.6 Comparación de capacidades globales medidas en el espécimen original y en el rehabilitado.	39

5.7	Análisis no lineal	39
5.8	Análisis del alargamiento en losas	43
6.-	CONCLUSIONES	46
7.-	RECONOCIMIENTOS	51
8.-	REFERENCIAS	52
9.-	APENDICE A	56
	TABLAS Y FIGURAS	58

## LISTA DE FIGURAS.

- 2.1 Deformación de pandeo versus  $s_h/D$
- 3.1 Dimensiones del espécimen
- 3.2 Refuerzo longitudinal y transversal de una zapata típica
- 3.3 Refuerzo longitudinal y transversal típicos en columnas del espécimen
- 3.4 Dimensiones y refuerzo típico de columnas del espécimen
- 3.5 Refuerzo longitudinal en losas del espécimen
- 3.6 Reforzamiento de nervaduras
- 3.7 Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  1/4 plg
- 3.8 Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  5/32 plg
- 3.9 Curva esfuerzo-deformación de alambre galvanizado No 4
- 3.10 Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  5/16 plg
- 3.11 Curva esfuerzo-deformación de alambre galvanizado, diámetro 3.2 mm
- 3.12 Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal de losa
- 3.13 Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal de columnas del espécimen original.
- 3.14 Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal en encamisado de columnas.
- 3.15 Instrumentación de medidores eléctricos de desplazamientos (DCDT)
- 3.16 Instrumentación del sistema de medición de curvaturas en columna
- 3.17 Instrumentación del sistema de medición de curvaturas en losas
- 3.18 Instrumentación para medir curvaturas y desplazamientos laterales del espécimen
- 3.19 Sistema de aplicación de cargas laterales
- 3.20 Sistema de fijación del espécimen al piso de reacción
  - a) Elementos de acero para evitar giro de zapatas
  - b) Elementos de acero para evitar desplazamientos laterales de las zapatas
- 3.21 Vista general del espécimen y marco de carga

- 3.22 Historia de ciclos de carga lateral aplicados al espécimen
- 4.1 Convención de signos para curvaturas.
- 4.2 Ciclos carga lateral-desplazamiento obtenidas en el espécimen
- 4.3 Eventos observados en el ensaye del espécimen
- 4.4 Agrietamiento inicial en columna B2-1
- 4.5 Agrietamiento inicial en columna B2-2
- 4.6 Daños en columnas de planta baja al finalizar el ensaye
  - a) Columna A2-1
  - b) Columna B2-1
- 4.7 Daños en nervaduras y zona maciza de losas del primer y segundo nivel en zona de columna B2
  - a) Columna B2-1
  - b) Columna B2-2
- 4.8 Daño en nervaduras y zona maciza de losa del segundo nivel en zona de columna C1.
- 4.9 Línea de fluencia negativa en losa del segundo nivel al finalizar el ensaye.
- 4.10 Daño en losa del segundo nivel al finalizar el ensaye
- 4.11 Agrietamiento y daño observados al finalizar el ensaye
  - a) Cara inferior de losa del primer nivel
  - b) Cara inferior de losa del segundo nivel
  - c) Cara superior de losa del primer nivel
  - d) Cara superior de losa del segundo nivel
- 4.12 Agrietamientos y daños observados al finalizar el ensaye en el eje de columnas (2) del espécimen
- 4.13 Refuerzo longitudinal instrumentado a cada lado del eje B de losa del primer nivel
- 4.14 Distribución de deformaciones en el refuerzo longitudinal; lecho inferior, en la sección norte del eje B
- 4.15 Deformaciones medidas en los deformímetros No 30 y 31 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna A1
- 4.16 Deformaciones medidas en los deformímetros No 32 y 33 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna B1
- 4.17 Deformaciones medidas en los deformímetros No 34 y 35 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna B2
- 4.18 Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la

columna B1, primer nivel, en la sección instrumentada más cercana a la zapata

- 4.19 Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la columna A1, primer nivel, en la sección instrumentada más cercana a la zapata
- 4.20 Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la columna B1, primer nivel, en la sección instrumentada en la sección más cercana a la losa
- 4.21 Curvaturas máximas medidas en la columna B1
- 4.22 Curvaturas máximas medidas en la columna A1
- 4.23 Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en losa del primer nivel adyacente a la columna B1
- 4.24 Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en losa del segundo nivel adyacente a la columna B1
- 4.25 Curvaturas máximas medidas en la losa del primer nivel adyacente a la columna B1
- 4.26 Curvaturas máximas medidas en la losa del segundo nivel adyacente a la columna B1
- 4.27 Curvaturas máximas medidas en la losa del primer nivel adyacente a la columna A1
- 4.28 Modo de falla observado en el espécimen
- 4.29 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en tensión.
- 4.30 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en tensión.
- 4.31 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en compresión.
- 4.32 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en compresión.
- 5.1 Envoltentes cortante basal-desplazamiento
- 5.2 Envoltentes carga lateral-desplazamiento obtenidas en ensayos de subestructuras de losa plana-columna (Pan y Moehle, 1988)
- 5.3 Elementos mecánicos debidos a transmisión de momento en la sección crítica por cortante de nervaduras
- 5.4 Envoltentes de cortante basal-desplazamiento obtenidas en la estructura original y en la rehabilitada

- 5.5 Nomenclatura de elementos para el análisis no lineal del espécimen
- 5.6 Diagrama momento-curvatura en sección típica de una columna central de planta baja del espécimen
- 5.7 Diagrama momento-curvatura en sección de zona maciza de losa en ancho  $c_2 + 3h$ . Momento negativo
- 5.8 Diagrama momento-curvatura en sección de zona maciza de losa en ancho  $c_2 + 3h$ . Momento positivo
- 5.9 Envoltentes cortante basal-desplazamiento obtenida de un análisis no lineal y de ensayos del espécimen
- 5.10 Orden de aparición de líneas de fluencia en losas y articulaciones plásticas en columnas obtenido de acuerdo a un análisis no lineal
- 5.11 Envoltentes cortante basal - desplazamiento obtenidas de un análisis no lineal y de ensayos del espécimen
- 5.12 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en tensión.
- 5.13 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en tensión.
- 5.14 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en compresión.
- 5.15 Alargamiento en losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en compresión.
- A.1 Deformada correspondiente al mecanismo de colapso observado.

## 1.- INTRODUCCION

### 1.1 Antecedentes

El sistema estructural a base de losa plana reticular sin muros estructurales ha sido muy empleado en México antes del terremoto del 19 de septiembre de 1985. Durante este terremoto un número considerable de edificios con este sistema estructural llegaron al colapso ó alcanzaron niveles de daños importantes. Como resultado de esta experiencia, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (RDF 87) especifica en general nuevos requisitos de diseño sísmico, y en particular para el sistema a base de losa plana reticular. En estos nuevos requisitos se especifican fuerzas laterales de diseño bastante mayores que las empleadas para el diseño del sistema estructural antes del terremoto de 1985. Además, los requisitos actuales de diseño sísmico son mucho más exigentes que los existentes antes de la mencionada fecha.

Como resultado de la aplicación del actual reglamento, un número importante de edificios en la ciudad de México construidos antes del terremoto de 1985 con el sistema de losa plana reticular, sin muros estructurales, ha sido reforzado y/o reparado para mejorar su comportamiento sísmico, lo que en adelante se refiere como rehabilitación sísmica. Esta ha sido efectuada empleando diversas técnicas que no son especificadas por reglamentos como el RDF 87, por lo que en muchos casos de rehabilitación sísmica de edificios en la ciudad de México se han seguido criterios poco estudiados. Aun cuando en la literatura es posible encontrar resultados de investigaciones recientes referentes al comportamiento sísmico en laboratorio de elementos estructurales o subestructuras en los que se han empleado la técnica de encamisado en columnas, no existen estudios experimentales en los que se haya empleado esta técnica para la rehabilitación sísmica de estructuras a base de losa plana reticular. Esto sugiere la necesidad de efectuar estudios

analíticos y experimentales sobre la rehabilitación sísmica del sistema a base de losa plana reticular.

## **1.2 Alcances y objetivos**

En esta investigación se efectúan estudios experimentales de una estructura de concreto reforzado de dos niveles, representativa del sistema a base de losa plana reticular. Después que el espécimen original en una investigación anterior fue sometido a ensayos del tipo sísmico, se reparó y reforzó empleando la técnica de encamisado de concreto reforzado en columnas; además, se le inyectó con resina epóxica en las zonas de agrietamiento de losas y columnas.

El espécimen cuenta con una cruzía en una dirección y dos en la otra y está construida a escala un tercio. El espécimen fue sometido a cargas laterales cíclicas reversibles, representativas de un terremoto, y con los resultados se estudia la respuesta sísmica de la estructura tanto para niveles de daño moderado, como para niveles severos.

Los objetivos de esta investigación son estudiar diversos aspectos de la respuesta sísmica del espécimen rehabilitado, entre los que se puede mencionar a la rigidez lateral, resistencia ante acciones laterales, características del modo de falla, así como características de deformación, ductilidad de desplazamiento y de disipación de energía.

## **2.- CRITERIOS DE REHABILITACION Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

### **2.1 Criterios de rehabilitación sísmica de edificios**

La rehabilitación sísmica de una estructura es necesaria cuando ésta ha sido dañada por un terremoto ó cuando no satisface los requisitos de reglamentos de construcción posteriores al empleado en el diseño de la estructura original. Ejemplos de ambos casos se encuentran en la literatura (Rodríguez y Park, 1991).

En la literatura (UNIDO, 1983) se han propuesto diversas técnicas para la rehabilitación sísmica de estructuras. Sin embargo, debido a la ausencia de procedimientos de diseño y constructivos que sean representativos de las diversas prácticas locales y que estén incorporados en reglamentos de construcción, en muchos casos la rehabilitación sísmica de estructuras se ha efectuado siguiendo procedimientos basados en criterios ingenieriles que varían en un amplio espectro para el caso de un problema específico. La rehabilitación sísmica de estructuras después del terremoto de 1968 Tokachi-oki que ocurrió en 1968 en Japón (Sugano, 1981), así como los numerosos casos de rehabilitación sísmica de edificios después del terremoto de México de 1985 (Rodríguez y Park, 1991; Jara y colaboradores, 1989) demuestra la naturaleza del problema mencionado.

Un criterio de rehabilitación sísmica comúnmente empleado es el de aumentar la resistencia de la estructura ante acciones laterales, lo que en muchos casos lleva también a aumento en la rigidez lateral de la estructura. Los reglamentos de construcción sismo-resistentes tienen especificaciones de diseño basados principalmente en requisitos de resistencia y ductilidad, por lo que la rehabilitación sísmica basada solamente en satisfacer estos requisitos puede llevar a un diseño insatisfactorio (Bertero, 1992; Rodríguez, 1994b). El daño en estructuras es causado principalmente por deformaciones excesivas en éstas, por lo que es recomendable el

control de desplazamientos en estructuras rehabilitadas, con lo cual es factible lograr un adecuado comportamiento estructural durante terremotos (Bertero y colaboradores, 1991; Rodríguez, 1994a).

En el Japón, un criterio de rehabilitación sísmica comúnmente empleado ha sido el de aumentar la resistencia lateral de edificios de concreto reforzado mediante el empleo de muros estructurales (Aoyama, 1986). En el caso de la ciudad de México esta técnica ha sido menos empleada que la de encamisado de columnas (Aguilar y colaboradores, 1989). La técnica de encamisado de columnas tiene algunas desventajas comentadas en la literatura (Rodríguez y Park, 1991; Jara y colaboradores, 1989), entre las que se puede mencionar las dificultades para lograr un confinamiento adecuado en barras de refuerzo longitudinal que no se ubican en las esquinas de la columna, así como la posible concentración de estas barras en esquinas. Ensayes en laboratorio empleando cargas laterales del tipo sísmicas, en columnas o subestructuras rehabilitadas sísmicamente con la técnica de encamisado de concreto reforzado, muestran que es posible resolver los problemas estructurales anteriormente mencionados, con lo cual es factible lograr incrementos importantes en la resistencia y capacidad de deformación de la estructura rehabilitada (Alcocer y Jirsa, 1993; Rodríguez y Park, 1994). Es de interés estudiar si el comportamiento observado en estudios experimentales de elementos estructurales o subestructuras que han sido rehabilitados con la técnica de encamisado de concreto reforzado se puede extrapolar al comportamiento de una estructura completa.

## 2.2 Comportamiento sísmico de columnas

El comportamiento sísmico de columnas es relevante en el comportamiento global de edificios con sistemas estructurales a base de marcos y especialmente en los casos de los sistemas a base de losa plana reticular. Una información importante para describir el comportamiento sísmico de columnas es la proporcionada por los análisis momento-curvatura. A partir de esta información es posible conocer la capacidad de rotación y de desplazamientos de elementos estructurales. El resultado de este tipo de análisis son los denominados diagramas momento-curvatura. Estos se obtienen de hipótesis básicas de la teoría de flexión (Park y Paulay, 1974), para lo cual es necesario conocer los diagramas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y del concreto. La capacidad de deformación máxima en una sección que trabaja predominantemente en flexión ó flexocompresión depende principalmente de los siguientes posibles estados límites: pandeo del refuerzo longitudinal, capacidad máxima de deformación de concreto y rotura del refuerzo longitudinal.

El fenómeno del pandeo de barras de refuerzo se puede estudiar de manera aproximada empleando la teoría del doble módulo (Salmon y Johnson, 1980). Aplicando esta teoría se han generado gráficas (Rodríguez y Botero, 1995) que relacionan la deformación de pandeo de la barra y el parámetro  $s_h/D$  donde  $s_h$  es la separación de los estribos y  $D$  es el diámetro de la barra. En la fig 2.1 se muestran resultados de este tipo para las características de propiedades mecánicas que corresponden a las barras de refuerzo longitudinal del encamisado del espécimen.

La capacidad de deformación máxima del concreto en esta investigación se ha definido con la siguiente expresión (Scott et al, 1982).

$$\epsilon_{\max} = 0.004 + 0.9\rho_s \frac{f_{yh}}{3060} \quad (2.1)$$

$f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal en  $\text{kg/cm}^2$   
y  $\rho_s$  es la cuantía de este refuerzo.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL ESPECÍMEN REHABILITADO Y ENSAYE

#### 3.1 Estructura original y ensaye previo

El espécimen que se investiga en laboratorio resultó de reparar y reforzar una estructura previamente ensayada a la que denominaremos espécimen o estructura original, el cual es del tipo de losa plana reticular sin muros, tiene dos niveles y representa a escala 1/3 una estructura prototipo. Las columnas del espécimen original son cuadradas, de dimensión 171 mm, con losa reticular de 107 mm de espesor. Las dimensiones en planta son de 3.56 X 5.56 m; en el sentido longitudinal (sentido de la aplicación de cargas laterales) el espécimen tiene dos crujiás y en el sentido transversal consta de una crujiá.

El espécimen original se diseñó con los requisitos del RDF-87, considerando un coeficiente sísmico de 0.4, un factor de comportamiento sísmico de 2 y un factor de importancia de 1.0. Sin embargo, en este espécimen no se cumple los requisitos de separaciones máximas de estribos en columnas y nervaduras estipulados por el RDF-87.

La estructura original se ensayó ante cargas laterales cíclicas reversibles, representativas de acciones sísmicas severas. La carga gravitacional aplicada en el espécimen, peso propio de la losa más sobrecarga, fue igual a 318 kg/m<sup>2</sup>, que equivale al 41% de la carga gravitacional de diseño según RDF 87 (780 kg/m<sup>2</sup>). El valor máximo que se alcanzó para la relación entre el desplazamiento lateral de la azotea, relativo a la base, y la altura del espécimen fue 3.6%. El cortante basal máximo alcanzado fue 22.9 ton, que representa el 64% del peso de la estructura considerando la carga gravitacional de diseño.

Al finalizar el ensaye el espécimen mostró daños severos por cortante en columnas, así como líneas de fluencia muy definidas en

nervaduras, a cara de zona maciza, y daño por cortante en esta zona. Una descripción detallada de este ensaye y de los resultados encontrados ha sido efectuada por Rodríguez y Santiago (1993).

### **3.2 Criterio de rehabilitación sísmica para el espécimen ensayado**

El criterio de rehabilitación sísmica consistió en utilizar una técnica representativa de la práctica de rehabilitación sísmica efectuada en México en estructuras a base de losa plana reticular, especialmente después del terremoto del 19 de septiembre de 1985. La técnica de rehabilitación sísmica seleccionada con este fin fue la de encamisado de concreto reforzado en columnas, así como inyección de resina epóxica en las grietas del espécimen original, causadas por los ensayes previos ante cargas laterales realizados en éste.

La fig 3.1 muestra la planta y elevaciones típicas del espécimen rehabilitado. La fig 3.2 muestra detalles típicos de las dimensiones del armado de una zapata típica en el espécimen rehabilitado. Estas zapatas se construyeron demoliendo las zapatas originales, las cuales tenían dimensiones y refuerzo insuficientes para satisfacer los requerimientos del nuevo diseño. Las nuevas zapatas se diseñaron de manera que tengan la resistencia requerida en la estructura rehabilitada.

El armado del encamisado de columnas del espécimen rehabilitado se diseñó siguiendo los requisitos estipulados por el RDF-87, así como prácticas constructivas observadas en el empleo de esta técnica en México. La selección del diámetro de las varillas del nuevo refuerzo longitudinal en columnas se hizo considerando el requisito de que la relación entre el espesor de losa y el diámetro de estas varillas no debe ser menor de 15 (RDF 87). Se seleccionó el diámetro de 5/16" (7.9 mm) con lo que la mencionada relación alcanza el valor de 13.5, valor cercano al requerido por el RDF 87.

Se abrieron agujeros en la losa del espécimen para introducir las varillas del nuevo refuerzo longitudinal. Las figuras 3.3 y 3.4 muestran detalles del armado y dimensiones del encamisado de columnas. Como se puede apreciar en la fig 3.4, se colocaron dos barras en cada esquina de la columna rehabilitada, con lo cual se obtuvo un porcentaje de refuerzo longitudinal de 1.3%, valor cercano al mínimo permitido por el RDF 87, que es igual a 1.0%.

Las dimensiones de la sección transversal del encamisado de columnas fueron las mínimas requeridas para que el encamisado sea factible de construir. Como se comenta más adelante, esto llevó a resistencia y rigidez lateral del espécimen mayores que las mínimas especificadas por el RDF 87. El refuerzo transversal del encamisado de columnas resultó regido por los requisitos de confinamiento y separación máxima de estribos especificados por el RDF 87. De acuerdo a este reglamento, esta separación no debe ser mayor de 100 mm, lo que a escala del espécimen se convierte en 33 mm, que es la separación de estribos en columnas empleada en éste. El diámetro de estos estribos corresponde al mínimo especificado por el RDF 87, 3/8" (9.5 mm), que a la escala del espécimen es 3.2 mm, valor empleado para los estribos utilizados, los que se construyeron de acero galvanizado. La Fig 3.3 muestran detalles de la distribución de estribos en el encamisado de columnas. La Fig 3.4 muestra detalles adicionales de estos estribos, así como detalles de estribos y refuerzo longitudinal de la columna original.

La fig 3.5 muestra detalles del refuerzo longitudinal y transversal en las losas del espécimen original. Este refuerzo fue el mismo en el espécimen rehabilitado, excepto algunos estribos cerrados adicionales de diámetro 1.9 mm, de alambre galvanizado, que se colocaron en las nervaduras de losa del primer nivel, que fue la más dañada en el ensaye anterior. La separación de estos nuevos estribos fue  $d/3$  (33 mm). La ubicación y detalles de este nuevo refuerzo transversal se muestra en la Fig 3.6. Para la colocación de este nuevo refuerzo se procedió a demoler el concreto dañado y

se hizo colados de nuevo concreto en las zonas con nuevo refuerzo transversal (Fig 3.6).

Como se mencionó anteriormente las dimensiones y el nuevo refuerzo del encamisado de columna fueron regidas por requerimientos mínimos constructivos, con estas dimensiones y los armados respectivos, las resistencias de diseño en flexión y flexocompresión, de acuerdo al RDF 87, en elementos estructurales típicos (incluyendo los valores de  $F_R$  respectivos) son los que se muestran en la tabla 3.1. Estos valores se pueden comparar con las demandas de acuerdo al reglamento mencionado, correspondientes a un coeficiente sísmico de 0.4, un factor de comportamiento sísmico de 2 y un factor de carga de 1.1 (Tabla 3.1). Como se puede apreciar en esta comparación, las resistencias en elementos estructurales críticos del espécimen rehabilitado exceden en un 100% aproximadamente a las resistencias requeridas por el RDF 87 correspondientes a los requisitos de diseño anteriormente mencionados.

Los desplazamientos relativos de entrepiso en el espécimen rehabilitado correspondientes a las fuerzas de diseño especificadas por el RDF 87 fueron cercanos a 0.0019, valor menor que el valor admisible de 0.006 especificado por el RDF 87. El cálculo de deformaciones en la estructura se hizo considerando para el módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , el valor de  $8,000 \sqrt{f'_c}$  especificado por el RDF 87.

### 3.3 Proceso constructivo y materiales

Como es común en la rehabilitación sísmica de estructuras a base de losa plana reticular, por las dificultades inherentes en la rehabilitación de la losa, en la práctica ésta se hace mediante la técnica de inyección de resina epóxica en las grietas de la losa. Esta misma técnica se empleó para el espécimen que se estudia en esta investigación, además, como se mencionó anteriormente, en algunas nervaduras críticas (Fig 3.6) se mejoró el confinamiento,

resistencia al cortante y disminuyó el problema del posible pandeo del refuerzo longitudinal en losa, mediante la disminución de la separación de estribos.

El procedimiento de inyección de resina epóxica en losas fue semejante al efectuado en columnas. Este procedimiento consiste en la limpieza de las grietas y el sellado de éstas mediante una pasta especial. Se dejaron generalmente dos pequeños orificios en cada grieta, cada uno conectado a una boquilla de 4 mm de diámetro y 90 mm de largo. Con ayuda de equipo especial de bombeo se procedió a introducir la resina epóxica a través de las boquillas, lo que permitía mejorar la confiabilidad de un llenado completo.

Para el encamisado de columnas se trató de emplear un concreto semejante al existente en el espécimen original. Si se denomina  $f_c$  a la resistencia en compresión de cilindros de concreto con edades correspondientes a la fecha del ensaye, este parámetro alcanzó el valor  $280 \text{ kg/cm}^2$  en las columnas existentes y el valor de  $340 \text{ kg/cm}^2$  para el encamisado. El valor  $f_c$  en losas fue  $365 \text{ kg/cm}^2$ . La Tabla 3.2 muestra las características de la dosificación empleada para la construcción del encamisado en columna. Dado que el espécimen representa a escala 1/3 a un prototipo, se emplea grava cribada en la malla de 3/8 (9.5 mm). El revenimiento del concreto empleado fue de 9 cms.

La construcción del encamisado de columnas se hizo empleando una cimbra especial que permitía el colado en cuatro pasos, el último corresponde a la parte superior de la columna en un espacio de 5 cm, medido bajo la cara inferior de losa. En cada paso se procedía a vibrar el concreto. El espacio ocupado por las perforaciones en la losa se llenó también con concreto, de manera simultánea al colado de columnas. Después de retiradas las cimbras, las columnas se envolvieron con tela de yute húmeda durante aproximadamente una semana.

Las figuras 3.7 y 3.8 muestran curvas esfuerzo-deformación típicas de varillas de refuerzo longitudinal en losas. La Fig 3.9 muestra una curva esfuerzo-deformación típica del acero empleado para estribos en losas. las figuras 3.10 y 3.11 muestran curvas típicas esfuerzo-deformación del refuerzo longitudinal del encamisado de columnas y estribos en éstas, respectivamente.

### **3.4 Descripción del ensaye**

#### **3.4.1 Instrumentación**

Se emplearon los mismos deformímetros eléctricos que se encontraban adheridos a varillas de las losas y columnas en el ensaye del espécimen original, con excepción de algunos que dejaron de funcionar después del mencionado ensaye. La identificación y distribución de estos medidores se muestran en las figs 3.12 y 3.13, las que corresponden a losas y columnas, respectivamente. Además, se colocaron nuevos deformímetros (17) en el armado longitudinal del encamisado. Estos últimos se ubicaron en secciones extremas de tres columnas del primer entrepiso y en la parte inferior de las mismas columnas del segundo entrepiso (Fig 3.14).

Al igual que en el ensaye del espécimen original, los desplazamientos laterales de cada nivel de la losa se midieron con medidores eléctricos de desplazamientos (DCDTS) ubicados en el lado sur de la estructura (Fig 3.15). Estos permitían medir desplazamientos máximos de  $\pm 75$  mm, con un error medio aproximadamente igual a 0.5 mm. Los detalles de fijación de estos medidores a la pared de reacción y al espécimen se muestran en la fig 3.15. Además, en el lado norte del espécimen se colocaron transductores para medir desplazamientos laterales en cada nivel. Estos transductores se atornillaron a una estructura metálica fija al piso de reacción y permitían medir un desplazamiento máximo de  $\pm 100$  mm con una precisión de centésimos de mm. Este tipo de instrumentación permitió además medir el alargamiento de la losa.

También se midieron curvaturas en algunas columnas por medio de barras embebidas en el concreto del encamisado (Fig 3.16). Estas barras son de diámetro 3/16 plg (4.8 mm) y se construyeron con acero conocido comercialmente como "cold rolled". En ambos extremos de estas barras se atornillaron otras del mismo tipo, de diámetro 1/2 plg (12.7 mm). La disposición de las barras mencionadas permitieron atornillar un perfil "L" de aluminio, de 3/4 plg (19 mm) (Fig 3.16). Entre cada dos perfiles se conectó un micrómetro para medir desplazamientos, con lo cual es factible obtener valores de curvaturas (Fig 3.16).

En algunas secciones de las losas se midieron curvaturas con un criterio semejante al empleado para columnas, pero los micrómetros eléctricos empleados se fijaron a losa usando resina epóxica, en las caras superior e inferior de la losa (fig 3.17).

En la fig 3.18 se muestra una elevación del espécimen donde se muestran las diferentes secciones de columnas y losa que se instrumentaron para medir curvaturas. En la misma figura se muestra la ubicación de algunos medidores de desplazamientos adicionales que se colocaron en el lado norte de cada nivel del espécimen, así como en las zapatas. En este último caso, estos medidores se colocaron para detectar posibles movimientos de cuerpo libre de las zapatas.

#### 3.4.2. Sistema de adquisición de datos

Al igual que en el ensaye del espécimen original, el sistema de adquisición de datos empleado fue el denominado TDS, el cual permite transformar las diferentes señales de voltaje (asociados a fuerzas, desplazamientos o deformaciones) en señal digital. Estos valores se almacenan en una computadora por medio de un programa de cómputo.

El sistema se complementa además con una fuente de voltaje para los

DCDTS, con una impresora y una fuente de energía que garantiza la alimentación continua de energía eléctrica en caso de que ésta se interrumpa involuntariamente.

El número total de canales instrumentados fue de 109, de los cuales dos eran destinados a celdas de carga instrumentadas en los dos actuadores hidráulicos que se describen posteriormente. Además, se contó con cuatro canales para DCDTS, 24 para micrómetros, 32 para transductores y 47 para deformímetros eléctricos ("strain gauges").

El total de grupos de lectura que se tomaron durante el ensaye ante cargas laterales fue de 322, resultando 35098 mediciones que ocuparon 460 K de memoria en la computadora.

#### **3.4.3 Sistema de aplicación de cargas.**

También de manera semejante al ensaye del espécimen original (Rodríguez y Santiago, 1993), se aplicaron cargas laterales en cada nivel del espécimen, en la dirección Norte-Sur, figs 3.1 y 3.19. Con el objeto de representar acciones sísmicas, estas cargas fueron de tipo cíclico reversible. Esto se logró mediante el empleo de actuadores hidráulicos con una capacidad de  $\pm 50$  toneladas y con capacidad de desplazamientos máximos del émbolo iguales a  $\pm 200$  mm. La relación entre la carga del segundo nivel y la del primero se mantuvo constante durante el ensaye é igual a dos.

Los actuadores hidráulicos se atornillaron en sus bases a dos placas de acero, cada una de 125 mm de espesor, las que a su vez se sujetaron a un muro de reacción de concreto armado, de 850 mm de espesor, mediante pernos de 35 mm de diámetro, con una tensión inicial de 50 ton. La base del actuador tenía una rótula, al igual que en la unión del actuador con el espécimen, de esta manera se permitió libertad de giro a la losa, fig 3.19. Esta figura muestra además las vigas de repartición, una en cada nivel, sujeta de un lado a los volados de la losa en cada nivel y del otro lado a los

mencionados actuadores hidráulicos.

El espécimen se fijó al piso de reacción del laboratorio, el cual tiene 85 cm de espesor, mediante dos sistemas de elementos de acero estructural. Un primer sistema tenía la función de evitar el giro de las zapatas, con el fin de lograr la condición de empotramiento de éstas (fig 3.20a). Un segundo sistema consistía en elementos apoyados directamente en el piso de reacción y sujetos a éste con pernos de 35 mm de diámetro con una tensión inicial de 50 ton (Fig 3.20b). Estos elementos llevan atornilladas placas de acero a las que se les soldó otras placas, apoyadas en las caras de la zapata, que impedían que éstas se desplacen en sentido longitudinal y transversal del espécimen.

Con el objeto de representar parte de la sobrecarga necesaria en la losa se emplearon 41 lingotes de acero de sección 152 X 152 X 1200 mm, dispuestos uniformemente sobre cada una de las losas. Estos lingotes generaron una sobrecarga adicional de  $362 \text{ kg/m}^2$ , que sumado al peso propio de la losa,  $138 \text{ kg/m}^2$ , dió un total de  $500 \text{ kg/m}^2$  y un peso del espécimen, sin considerar la cimentación, de 20.2 ton. Este valor representa 64% de la carga de servicio en la combinación de carga gravitacional y sismo requerida por el RDF 87 en la losa ( $780 \text{ kg/m}^2$ ). Con la carga de  $780 \text{ kg/m}^2$  el espécimen pesaría, sin considerar la cimentación, 33.5 ton.

La fig 3.21 muestra una vista general del espécimen y marco de carga. Para evitar posibles movimientos del espécimen en la dirección perpendicular a la de la aplicación de cargas, se impidió estos movimientos empleando rodamientos a cada lado del volado del segundo nivel, lado norte del espécimen, como se aprecia en la fig 3.21.

#### **3.4.4 Historia de cargas laterales.**

El procedimiento que se siguió para definir la historia de cargas

laterales fue iniciar el ensaye por medio del control de la carga lateral, de manera de observar el comportamiento del espécimen para un ciclo de carga correspondiente a  $0.5V_{DF}$ , en el que  $V_{DF}$  es la cortante basal resistente que se obtendría siguiendo las especificaciones del RDF 87 (valor que resultó igual a 24.0 ton, y que se comenta en el capítulo 5). En el siguiente ciclo se alcanzó una cortante basal máxima igual a  $0.75V_{DF}$ . Posteriormente se continuaron los ciclos de carga para niveles de desplazamientos relativos crecientes. En la fig 3.22 se muestra la historia de desplazamientos relativos globales,  $D_r$ , que se obtuvo en el ensaye. El parámetro  $D_r$  se define como el desplazamiento lateral del segundo nivel respecto al nivel de empotramiento de las columnas en las zapatas,  $D_2$ , dividido por la altura del segundo nivel respecto al nivel de empotramiento mencionado (H). Para el control de desplazamientos durante el ensaye, se evaluó  $D_2$  con el medidor situado en el lado Norte del espécimen. Los ciclos de carga que se controlaron por desplazamientos se definieron para valores máximos del parámetro  $D_r$  iguales a  $\pm 0.7\%$ ,  $\pm 1.4\%$ ,  $\pm 2.2\%$ ,  $\pm 3.0\%$  y  $\pm 4.4\%$ . Al final del ensaye, como se describe más adelante, se aplicó una carga monótona creciente hasta alcanzar un valor para  $D_r$  igual a 6.1%.

## **4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN**

### **4.1 Introducción**

En este capítulo se describen los resultados y el comportamiento observado durante los ensayos ante cargas cíclicas del espécimen de losa plana reticular rehabilitado, descritos en el capítulo anterior. En el siguiente capítulo se analiza e interpretan estos resultados.

### **4.2 Descripción de los sistemas de referencia para medir fuerzas y deformaciones**

Las cargas laterales se aplicaron en el lado sur del espécimen en la dirección N-S ( Fig 3.1 ). Estas cargas se consideran positivas cuando desplazan al espécimen en la dirección norte. Los desplazamientos del espécimen en esta dirección también se consideran positivos. Las deformaciones en tensión del refuerzo corresponden a deformaciones positivas. La fig 4.1 muestra la convención de signos de curvaturas en columnas y losas.

### **4.3 Respuesta carga-desplazamiento**

La fig 4.2 muestra los ciclos de histéresis carga lateral-desplazamiento obtenidos durante el ensaye. Las ordenadas indican los valores de la fuerza cortante basal,  $V$ , la cual se define como la suma de las fuerzas actuantes en cada nivel. Además, las ordenadas también muestran la relación adimensional  $V/V_{DF}$ . El parámetro  $V_{DF}$  (24.0 ton) es el cortante basal resistente que se obtendría empleando los criterios del RDF 87 y que se comentan en el capítulo 5. Las abscisas de la fig 4.2 muestran los valores del desplazamiento relativo global,  $D_r$ . El valor máximo de  $V$  alcanzado en el ensaye fue de 45.0 ton y correspondió a un valor de  $D_r$  igual a 0.044.

La fig 4.3 muestra algunos de los resultados más importantes que se observaron durante el ensaye del espécimen. Los resultados que se mencionan son, la primera fluencia en columnas, desprendimiento de concreto en columnas, desprendimiento de concreto en nervaduras y pandeo del refuerzo longitudinal del lecho inferior de nervaduras. Como se aprecia en la fig 4.3, estos resultados influyeron de manera importante no sólo en la forma de la curva envolvente carga-desplazamiento, sino también en la forma de los ciclos histeréticos.

Los primeros agrietamientos visibles se produjeron por flexión en columnas de ambos niveles, en el ciclo inicial de carga correspondiente a una cortante basal de  $0.5V_{DF}$ , correspondiente al desplazamiento relativo global,  $D_r$ , igual a 0.0035. Este agrietamiento fue más pronunciado para el ciclo siguiente, (carga número 33) correspondiente a un valor de  $D_r$  igual a 0.0055 y una cortante basal igual a  $0.75V_{DF}$ , fig 4.4. Esta figura corresponde a la columna B2-1. La notación para referirse a las columnas es la siguiente, por ejemplo la columna B2-1 se refiere a la columna intersección de los ejes B y 2, primer nivel. Para el nivel de deformación de 0.0055 se produjo el primer agrietamiento en la losa, el cual ocurrió por flexión en las losas del primer y segundo nivel.

Como se indica en la fig 4.3, la primera fluencia del refuerzo longitudinal en columnas ocurrió para el ciclo de carga correspondiente a un valor de  $D_r$  aproximadamente igual a 0.007. De acuerdo a los medidores eléctricos de deformaciones en varillas, esta fluencia se produjo en el refuerzo longitudinal de columnas de planta baja, en las secciones a cara de zapata. Como se comenta más adelante, los medidores de deformaciones en el refuerzo longitudinal de columnas en secciones diferentes a las a cara de zapata no indicaron fluencia durante el ensaye. Esto justifica el poco agrietamiento por flexión observado en las columnas del segundo nivel, como se muestra en la fig 4.5, correspondiente a un

valor de  $D_r$  igual a 0.0073.

El ensaye ante cargas cíclicas reversibles se terminó cuando se alcanzó un desplazamiento relativo global de 0.044. Para este nivel de deformaciones se alcanzaron daños severos en columnas de planta baja, como se muestra en la Fig 4.6, correspondiente al estado de las columnas A2-1 y B2-1 al finalizar el ensaye del espécimen ante acciones representativas de efectos sísmicos (carga No. 308). El daño en estas columnas se caracterizó principalmente por desprendimiento del recubrimiento y pandeo incipiente de varillas de refuerzo longitudinal en la sección de columna a cara de zapata (Fig 4.6).

El daño fue también severo en nervaduras de losas, como se aprecia en la fig 4.7, correspondiente al estado al final del ensaye, de losas en la vecindad con columna del eje B2, donde se puede observar que debido a la excesiva separación del refuerzo transversal en nervaduras se produjo pandeo del refuerzo longitudinal de algunas nervaduras a cara de la zona maciza. Como se puede apreciar en la fig 3.6 se reforzó algunas nervaduras del primer nivel cercanas a las columnas de borde de los ejes A y C, disminuyendo notablemente la separación de estribos en éstas, lo que evitó el pandeo del refuerzo longitudinal en estas nervaduras, fig 4.6(a). En las nervaduras críticas en que no se hizo este reforzamiento, como las mostradas en la fig 4.7, ocurrió el pandeo del refuerzo de éstas. Una falla del mismo tipo se muestra en la fig 4.8 correspondiente a la zona de losa y columna C1-2, la que tampoco fue reforzada en el proceso de rehabilitación del espécimen.

El daño en losas también se caracterizó por la formación de líneas de fluencia claramente definidas, tanto positivas (refuerzo de lecho inferior de losa en tensión) como negativas. La fig 4.9 muestra una línea de fluencia negativa, en el estado que quedó al finalizar el ensaye.

Como se muestra en las figs 4.2 y 4.3, después de la aplicación de cargas cíclicas para el nivel de  $D_r$  igual a 0.044, se continuó el ensaye con cargas aplicadas de manera monotónica hasta alcanzar un nivel máximo del parámetro  $D_r$  igual a 0.061, que correspondió aproximadamente a la capacidad de medición de la instrumentación empleada. Después de esta aplicación de cargas se procedió a la descarga de éstas, con lo que se finalizó el ensaye. Para el nivel de deformaciones anteriormente mencionado, el daño en la estructura fue mayor que el observado en los ciclos de carga con valores máximos para  $D_r$  igual a 0.044, particularmente el pandeo de barras de refuerzo longitudinal de columnas de planta baja, en la sección a cara de zapatas fue bastante más marcado. Además, el daño en losas fue mayor, como se aprecia en la fig 4.10 correspondiente al estado de la losa del segundo nivel, al finalizar el ensaye

La fig 4.11 muestra dibujos esquemáticos del agrietamiento y daños observados en losas al finalizar el ensaye. Las figs 4.11a y 4.11b muestran el levantamiento de daño de las caras inferiores de las losas del primer y segundo nivel, respectivamente. Las figs 4.11c y 4.11d muestran resultados del mismo tipo pero para las caras superiores de las losas del primer y segundo nivel, respectivamente. En este conjunto de figuras se muestra la formación de líneas de fluencia, tanto positivas como negativas, anteriormente comentadas.

La fig 4.12 muestra el levantamiento de daños correspondientes al eje de columnas 2 al finalizar el ensaye donde se observa el mayor nivel de agrietamiento en la base de las columnas del primer nivel.

#### **4.4 Deformaciones medidas en varillas de refuerzo longitudinal**

##### **4.4.1 Varillas de refuerzo en losa**

Con el objeto de conocer la distribución de demanda de momentos flexionantes ante cargas laterales, en la sección de losa

perpendicular al sentido de estas cargas, es útil conocer la distribución de deformaciones en el refuerzo longitudinal que cruza esta sección de losa. Con este objeto, se midieron las deformaciones en el mencionado refuerzo, con la instrumentación de deformímetros eléctricos comentada en el capítulo 3. Las secciones de losa instrumentadas que se estudian son las norte y sur a cada lado del eje B de la losa del primer nivel, fig 4.13. Después de colocar la sobrecarga en las losas, las lecturas de deformaciones en las diferentes varillas de refuerzo longitudinal se colocaron en ceros. Se debe mencionar que los deformímetros eléctricos en estas varillas son los mismos empleados en el ensaye del espécimen original y que éstos en ese ensaye alcanzaron deformaciones máximas que en algunos casos fueron bastante mayores a la de fluencia, del orden de 0.01 a 0.015. Esto quiere decir que las deformaciones medidas en el ensaye de la estructura rehabilitada, con el procedimiento anteriormente descrito, en realidad son incrementos de deformaciones con respecto a las deformaciones permanentes alcanzadas al finalizar el ensaye del espécimen original. Por tanto, las deformaciones medidas en el ensaye de la estructura rehabilitada, que a continuación se comentan, no se deben considerar como deformaciones absolutas, sino relativas.

La fig 4.14 muestra resultados de los incrementos de deformaciones medidas, asociados a cada uno de los niveles del parámetro  $D_r$  alcanzados en el ensaye. Estos resultados corresponden a los casos en que las deformaciones por carga lateral y gravitacional en las secciones en estudio son positivas. No se muestran resultados de mediciones en otras secciones porque éstas son incompletas, probablemente por daños en los deformímetros eléctricos causados en el ensaye del espécimen original. Los resultados de la fig 4.14 muestran una importante concentración de deformaciones en las varillas de refuerzo ubicadas en los ejes de columnas (los que se ubican en las abscisas  $\pm 0.5$  de la fig 4.13).

En la evaluación anterior se debe tener presente que debido al

incremento de dimensiones de la columna rehabilitada, con respecto a las de la columna existente, la sección crítica de losa a cara de columna rehabilitada no coincide con la sección donde se encuentran los deformímetros eléctricos del refuerzo longitudinal de losa (ubicados a cara de columna original). Por lo anterior, en la sección crítica de losa del espécimen rehabilitado (sección de nervaduras a cara de zona maciza) es de esperar incrementos de deformaciones mayores que las mostradas en la fig 4.14.

#### **4.4.2 Varillas de refuerzo en columnas**

Como se aprecia en la fig 3.14, se instrumentó el refuerzo longitudinal de nueve secciones críticas de columnas rehabilitadas. La evaluación de resultados obtenidos con esta instrumentación muestra que las secciones críticas de columna en las que se superaron la deformación de fluencia del nuevo refuerzo longitudinal fueron solamente las secciones a cara de zapata. Las figuras 4.15 a la 4.17 muestran los valores de deformaciones medidas en el refuerzo longitudinal de secciones críticas de columnas de planta baja, a cara de zapata. Estas figuras corresponden, respectivamente, a los casos de las columnas A1, B1 y B2. Los resultados muestran que la primera fluencia de columnas en las secciones mencionadas se produjo para un nivel de  $D_r$  aproximadamente igual a 0.007.

#### **4.5 Curvaturas medidas en el ensaye**

##### **4.5.1 Curvaturas medidas en columnas**

Las figuras 4.18 y 4.19 muestran los ciclos de histéresis cortante basal-curvatura que se midieron en los extremos inferiores de las columnas de planta baja B1 y A1, respectivamente. La forma de estos ciclos de histéresis es semejante a la de los ciclos de histéresis cortante basal-desplazamiento lateral mostrados en la fig 4.2, este resultado y la observación de daños resultante de los ensayes,

indican la formación de una articulación plástica en el extremo de las columnas en estudio.

La figura 4.20 muestra los ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en el extremo superior de la columna de planta baja B1. La comparación de los resultados de esta figura con las figs 4.18 y 4.19, tomando en cuenta la forma de los ciclos de histéresis y amplitudes medidas de curvaturas, así como la observación de daños resultantes de los ensayos, muestran que en la mencionada sección de la columna B1 no se formó una articulación plástica.

La fig 4.21 muestra las curvaturas máximas medidas en diversas secciones de la columna B1 asociadas a diferentes valores del parámetro  $D_r$  alcanzados en el ensaye. El eje de las ordenadas de esta figura corresponde a la distancia vertical de la sección de columna instrumentada respecto al nivel de empotramiento dado por la cara superior de la zapata. Estos resultados acusan curvaturas a nivel de empotramiento mucho mayores que los de otras secciones de columna instrumentadas. La fig 4.22 muestra resultados del mismo tipo de los de la fig 4.21 pero correspondientes a la columna A1. La inspección de resultados de ambas figuras muestran que éstos son semejantes. Los resultados sugieren que en columnas de planta baja los puntos de inflexión de éstas se encuentran cercanos a la cara inferior de la losa del primer nivel, lo que es congruente con la alta relación entre las rigideces de columna y losa y con los resultados del análisis elástico efectuados.

#### **4.5.2 Curvaturas medidas en losas**

Las figs 4.23 y 4.24 muestran los ciclos de histéresis cortante basal-curvaturas medidos en secciones de losa del primer y segundo nivel, respectivamente. Los resultados de mediciones de curvaturas se obtuvieron con la instrumentación mostrada en las figs 3.17 y 3.18. Es de interés comentar que los puntos donde se evaluaron las

curvaturas en las losas no se observó formación de líneas de fluencia.

La figs 4.25 y 4.26 muestran valores de curvaturas máximas medidas en las secciones de losa adyacentes a la columna B1 en el primer y segundo nivel, respectivamente. Estas curvaturas se relacionan con valores de la deformación  $D_r$ . La abscisa de las figuras 4.25 y 4.26 representa la distancia de la sección de losa instrumentada respecto al eje de columnas.

La fig 4.27 muestra resultados del mismo tipo de los de las figuras anteriormente comentadas, en este caso para la losa del primer nivel en la sección instrumentada adyacente a la columna de borde A1. Aún cuando en teoría no debe existir efecto de la carga lateral en las deformaciones de la losa en volado, los resultados de la fig 4.27 sugieren que este efecto sí existe, lo que produce la dispersión de resultados en la zona de abscisas negativas de la fig 4.27.

#### **4.6 Modo de falla**

En la fig 4.28 se muestra un dibujo esquemático del modo de falla observado en el espécimen. Este modo fue semejante al observado en el espécimen original y consistió en la formación de articulaciones plásticas en las bases de las columnas de planta baja, así como en líneas de fluencia tanto positivas como negativas a todo el ancho de losa en la sección de ésta a cara de zona maciza, lo que ha sido mostrado en la descripción del comportamiento del espécimen que se hace en este capítulo. Es de interés comentar que en el espécimen original se presentaron grietas de cortante en columnas de planta baja y en el espécimen rehabilitado no se presentó este tipo de agrietamiento.

#### 4.7 ALARGAMIENTO OBSERVADO EN LOSAS.

En este estudio se pudo detectar el fenómeno de alargamiento en las losas del espécimen, el cual es consecuencia de la formación de líneas de fluencia en las losas. Este fenómeno ha sido observado también en estudios experimentales en marcos de concreto reforzado efectuados por otros investigadores (Megget y Fenwick, 1989).

Los valores de los alargamientos en las losas del espécimen se obtuvieron a partir de medidas, efectuadas durante los ensayos, de las diferencias de desplazamientos laterales en cada extremo de las losas (lado Norte y lado Sur del espécimen, ver fig 3.1).

En las figs 4.29 a 4.32 se presentan los resultados de mediciones para los referidos alargamientos de las losas del espécimen, en función de los desplazamientos relativos de entrepiso respectivos. Los parámetros  $h_1$  y  $h_2$  que se indican en las figs 4.29 a 4.32 representan a las alturas de entrepiso del primer y segundo nivel, respectivamente. Los parámetros  $D_1$  y  $D_2$  representan los desplazamientos del primer y segundo nivel, respectivamente. Para que haya congruencia en el análisis de estos resultados, los desplazamientos relativos de entrepiso se obtuvieron de manera que incluyan el efecto de alargamiento de losas. Por ejemplo, en el caso de aplicación de cargas en sentido Sur a Norte, los desplazamientos de entrepiso se obtuvieron empleando el medidor de desplazamientos del lado Norte. En el caso de cargas en sentido contrario, de Norte a Sur, los desplazamientos de entrepiso se obtuvieron con el medidor del lado Sur.

Las figs 4.29 y 4.30 corresponden a los casos de losas en tensión, y las figs 4.31 y 4.32 a los casos de losas en compresión. Esta diferencia del tipo de carga axial en losas se debe a que la aplicación de cargas en laboratorio se hizo empleando gatos hidráulicos ubicados en el lado Sur del espécimen (ver fig 3.1), lo que produjo que estas cargas se transmitan a la estructura a través

de fuerzas de tensión o compresión en losas según sentido de aplicación de las cargas.

Los resultados de las figs 4.29 a 4.32 muestran una relación aproximadamente lineal entre el alargamiento de las losas y el desplazamiento relativo de entrepiso. Como se aprecia en estos resultados la fracción del desplazamiento relativo de entrepiso que se debe al efecto de alargamiento de losas es aproximadamente igual a 0.25, excepto para el caso de losa del segundo nivel en compresión, en la que la referida fracción es aproximadamente igual a 0.10, fig 4.32. Esta diferencia, así como resultados de cálculos de estos alargamientos empleando modelos analíticos sencillos, se analizan en el capítulo siguiente.

## 5.- EVALUACION DE RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

### 5.1 Introducción

En este capítulo se comentan los resultados del ensaye del espécimen descritos en el capítulo 4. Además, se evalúan y comentan los criterios para el cálculo de resistencia y rigidez lateral ante acciones sísmicas especificados por el RDF 87, así como las características de ductilidad, desplazamientos relativos globales y capacidad de absorción de energía observados en el espécimen.

### 5.2 Rigidez Lateral

#### 5.2.1 Rigideces laterales calculadas y medidas en el espécimen

La rigidez lateral del espécimen se evaluó tomando en cuenta las especificaciones del RDF 87, el cual define un ancho efectivo de losa,  $b_e$ , centrado a eje de columna y que se evalúa como sigue:

$$b_e = c_2 + 3h \quad (5.1)$$

El parámetro  $c_2$  es la dimensión transversal de la columna perpendicular al sentido del análisis y el parámetro  $h$  es el espesor de losa. La rigidez de la losa se obtuvo tomando en cuenta la variación del momento de inercia en el claro en estudio, para lo cual se consideraron dos secciones, una en la zona maciza de losa y otra fuera de ésta. El ancho  $c_2 + 3h$  del espécimen ensayado corresponde a una relación  $b_e/L_2$  igual a 0.31. El parámetro  $L_2$  es la distancia a eje de columnas perpendicular al sentido del análisis en el tablero de losa en estudio. En ambas secciones mencionadas se calcularon los momentos de inercia sin agrietar de éstas, con la sección "T" correspondiente al ancho  $b_e$  del espécimen, con lo cual en la zona de nervaduras, el ancho  $b_e$  incluye la nervadura central y las dos adyacentes a ésta. La longitud de la "viga" que se consideró para el análisis fue igual

a la distancia a eje de columnas. Para la columna se consideró la condición de nudo rígido con dimensiones dadas por la profundidad de la losa.

En la fig 5.1 se aprecia la rigidez lateral del espécimen obtenida empleando los criterios anteriores, así como una envolvente de los ciclos de histéresis cortante basal-desplazamiento  $D_2$ . Se define la rigidez lateral del espécimen,  $K$ , mediante

$$K = \frac{V}{D_2} \quad (5.2)$$

el parámetro  $V$  es la cortante basal del espécimen. El valor de  $K$  obtenido con el criterio del RDF anteriormente mencionado fue igual a 45.8 ton/cm. Como se aprecia en la fig 5.1 esta rigidez fue mayor que la rigidez inicial obtenida para ciclos de cargas laterales iniciales en el espécimen. Esta diferencia se comenta más adelante.

Es útil comparar los resultados anteriores con otros que se encuentran en la literatura. Pan y Moehle (1988) efectuaron ensayos en subestructuras del tipo losa plana-columna a escala 6/10, las que se pueden considerar representativas de una estructura prototipo de tres niveles diseñada de acuerdo al Uniform Building Code (UBC, 1985), considerando una zona con sismicidad moderada. La fig 5.2 muestra envolventes de los ciclos de histéresis carga lateral - desplazamiento obtenidas en los especímenes 2 y 4, ensayados en la investigación efectuada por Pan y Moehle. El espécimen 2 representa una condición de alta carga gravitacional, con carga viva completa, y el espécimen 4 representa una condición de carga gravitacional baja, sin prácticamente carga viva. La fig 5.2 muestra también las rigideces laterales de los mencionados especímenes que se obtendrían empleando la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{12} b_e h^3 \quad (5.3)$$

En la aplicación de la ec 5.3 se consideraron para  $b_e$  los valores  $0.65L_2$  y  $0.20L_2$ . El valor  $0.65L_2$  se obtiene empleando estudios analíticos de elementos finitos elásticos, lo cual por ignorar los fenómenos de agrietamiento y pérdida de adherencia en las varillas de refuerzo es un límite superior a la rigidez lateral experimental de los especímenes mencionados 2 y 4 (Fig 5.2). El valor  $0.20L_2$  se obtuvo empíricamente como una aproximación razonable en los especímenes mencionados, con el objeto de representar en promedio la rigidez lateral asociada a un desplazamiento relativo global experimental igual a 0.002. Este valor es citado en la literatura como un valor aceptable en condiciones de servicio para el caso de acciones laterales originadas por viento.

La evaluación de resultados mostrados en las figs 5.1 y 5.2 indican que el ancho  $b_e$  para el espécimen, especificado por el RDF 87, igual a  $0.31 L_2$ , cae dentro de los valores anteriormente comentados para los especímenes de losa plana estudiados por Pan y Moehle. Esto sugiere que la escasa rigidez lateral en estructuras a base de losa plana reticular es inherente no sólo a este tipo de estructuras, sino también a las a base de losas planas.

### 5.2.2 Rigideces laterales del espécimen

En la etapa inicial del ensaye del espécimen se obtuvieron también rigideces laterales de éste empleando frecuencias de vibrar medidas en ensayos de vibración libre y ambiental. Los ensayos de vibración libre se efectuaron aplicando una fuerza lateral en el segundo nivel del espécimen, para lo cual se empleó un cable tensado con una fuerza de aproximadamente 125 kg. La tensión de este cable era liberada de manera súbita mediante el corte de éste.

La tabla 5.1 muestra periodos fundamentales y fracción de amortiguamiento crítico,  $\xi$ , medidos antes de empezar los ensayos con cargas laterales. La columna (5) de la tabla 5.1 muestra además los valores de la rigidez lateral del espécimen,  $K_e$ , definida como

indica la ec 5.2 y obtenida a partir de las frecuencias medidas de los dos modos de traslación y considerando los pesos de cada nivel del espécimen en la condición sin lingotes y con lingotes. Además, en la evaluación de  $K_e$  se consideró la distribución de fuerzas laterales que se empleó en los ensayos posteriores ante cargas laterales. El peso del espécimen sin lingotes, sin incluir la cimentación, fue de 8.1 ton y el del espécimen con lingotes fue de 20.2 ton.

Los resultados de la tabla 5.1 muestran que la colocación de lingotes en el espécimen redujo la rigidez lateral inicial de éste al 83%. Además, como se aprecia en la columna (4) de la mencionada tabla, la fracción de amortiguamiento crítico en el espécimen con y sin lingotes cambió notablemente. Estos últimos valores se obtuvieron a partir de ensayos de vibración libre empleando el método de decremento logarítmico (Clough y Penzien, 1993).

La comparación del valor de 45.8 ton/cm, obtenido para la rigidez lateral del espécimen evaluada de acuerdo al RDF 87 (procedimiento comentado anteriormente), con la rigidez lateral de éste antes del ensayo ante cargas laterales en la condición sin lingotes, muestra que el valor de la segunda rigidez lateral fue el 78% del valor de la primera. Esta diferencia se debe en parte a los daños causados por el ensayo ante cargas laterales en el espécimen original, los que posiblemente no fueron totalmente reparados en el proceso de rehabilitación sísmica efectuado en el espécimen y que fue descrito anteriormente. El valor de la rigidez lateral experimental,  $K$ , del espécimen medida como la pendiente inicial de los ciclos de histéresis cortante basal - desplazamiento  $D_2$ , fue igual a 27.4 ton/cm (Tabla 5.1), valor bastante menor que 45.8 ton/cm, calculado de acuerdo al criterio del RDF 87. Si se consideran estos resultados y que además en el espécimen original hubo una aproximación razonable entre los valores de rigideces laterales obtenidas de acuerdo al RDF 87 y la obtenida a partir de la pendiente inicial de los ciclos de histéresis carga-deformación, se

concluye que en una estructura de losa plana reticular reparada se debe considerar en el análisis de ésta una rigidez lateral bastante menor que la que tendría si la estructura no hubiera tenido daños importantes.

### **5.3 Evaluación de la capacidad resistente del espécimen**

#### **5.3.1 Evaluación de acuerdo con los criterios del RDF 87 y considerando el mecanismo de colapso observado**

Se emplearon diversos criterios de resistencia especificado por el RDF 87 con objeto de evaluar la capacidad resistente del espécimen rehabilitado. Para esta evaluación se utilizaron factores de reducción de resistencia iguales a 1.0 y no se redujeron los valores de  $f'_c$  que especifica el RDF 87 (empleando los valores de  $f_c$  anteriormente comentados). Un resumen de la aplicación de estos criterios se muestra en la tabla 5.2, la columna (1) de esta tabla muestra los valores de las cortantes basales en el espécimen que se obtienen al emplear diversos criterios. De acuerdo al RDF 87, los valores de la tabla 5.2 corresponderían a la terminación del comportamiento elástico del espécimen, y para los cuales se alcanzarían las capacidades resistentes de elementos, losas y columnas, excepto la última condición mostrada en la col (1) de la tabla 5.2, la que se refiere al mecanismo de colapso del espécimen, el cual fue descrito en la sección 4.6.

La inspección de los valores que se muestran en la tabla 5.2 indica que varias capacidades resistentes de acuerdo al RDF 87 tienen asociadas valores semejantes de las cortantes basales correspondientes. Entre estas capacidades están la de fluencia del refuerzo longitudinal en la sección crítica de nervaduras a cara de zona maciza, así como la de fluencia del refuerzo longitudinal en la zona maciza. La tabla 5.2 también muestra que las capacidades resistentes en flexocompresión y cortante de columnas en planta baja tienen asociados cortantes basales cercanos a las capacidades

en flexión de losas anteriormente mencionadas. También la tabla 5.2 muestra que las capacidades resistentes menos críticas son las correspondientes a las capacidades de transmisión del momento de desbalanceo  $M_D$ , por flexión y cortante, en la sección crítica de ancho  $c+d$  en la zona maciza de la losa.

El momento de desbalanceo  $M_D$  es el momento que se transmite entre losa y columna. De acuerdo al RDF 87, una fracción,  $\alpha$ , de  $M_D$  se transmite por cortante entre losa y columna, y la fracción restante,  $1 - \alpha$ , se transmite por flexión. Los resultados del análisis estructural efectuado en el espécimen muestran que por la alta relación existente entre la rigidez de la columna y losa, los valores de  $M_D$  en el espécimen son pequeños, comparados con los casos de estructuras de losa plana reticular con menores dimensiones de columnas.

La evaluación de las posibles capacidades resistentes del espécimen anteriormente comentada coincide razonablemente con el comportamiento y modo de falla observados en éste durante el ensaye ante cargas cíclicas reversibles. En particular, es de interés mencionar que para un cortante basal cercano a  $V_{DF}$  (24.0 ton), pudo apreciarse agrietamiento por flexión en la losa, lo que puede interpretarse como evidencia de posible fluencia del refuerzo longitudinal de losa a cara de columna. Como se observa en la fig 5.1, el primer cambio de pendiente de la envolvente cortante basal - desplazamiento que muestra esta figura ocurre para un valor de  $V$  cercano a  $V_{DF}$ , lo que se puede explicar considerando la fluencia de losa anteriormente mencionada. Es de interés comentar que los puntos donde se observan cambios de pendiente en la envolvente dependen también de los puntos de toma de lectura.

Como se ha comentado anteriormente, el modo de falla observado en el espécimen corresponde al mostrado esquemáticamente en la fig 4.28. De acuerdo a la tabla 5.2, el valor de la cortante basal calculada para este mecanismo de colapso fue igual a 31.6 ton,

valor menor que la cortante basal máxima alcanzada en el ensaye, la cual fue igual a 45.0 ton. La diferencia entre estos dos valores se explica si se toma en cuenta que en el cálculo de la carga de colapso del mecanismo anteriormente mencionado, se evaluaron las capacidades resistentes de losas y columnas siguiendo las especificaciones del RDF 87. Este reglamento ignora fuentes de resistencia adicional como son el efecto de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal en losas y columnas, el aumento de la resistencia en compresión del concreto por el confinamiento existente en éste, así como una mayor contribución del refuerzo longitudinal de losas. Evidencias de éste último efecto fueron las líneas de fluencia de la losa en todo el ancho de esta, que se observaron para altas deformaciones laterales del espécimen, lo que sugiere en esta condición un ancho colaborante en flexión de la losa mayor que el especificado por el RDF 87.

Los resultados de la fig 5.1 muestran que la cortante basal máxima alcanzada en el ensaye del espécimen fue igual a 1.9 veces la cortante basal resistente calculada de acuerdo con las especificaciones del RDF 87. Sobrerresistencias de este orden y mayores se pueden encontrar en una revisión de la literatura, tanto para estructuras a base de losas planas como de otros tipos (Shahrooz y Moehle, 1990).

### 5.3.2 Efecto de la carga gravitacional

Como se ha mencionado anteriormente, la carga gravitacional en el espécimen ensayado no representa la que requiere el RDF 87 para la carga gravitacional de diseño. Si se considera para ésta el valor  $0.78 \text{ ton/m}^2$ , éste excedería el valor de la carga gravitacional aplicada en el ensaye, la cual fue igual a  $0.50 \text{ ton/m}^2$ . Es de interés evaluar el posible comportamiento del espécimen si se hubiera aplicado toda la carga gravitacional requerida por el diseño.

Pan y Moehle (1988) sugieren que se puede mejorar el comportamiento sísmico de estructuras a base de losas planas si se logra que el esfuerzo cortante por carga gravitacional en la zona crítica de losa no exceda el valor  $0.2 \sqrt{f'_c}$ . En el espécimen ensayado el esfuerzo cortante en la zona crítica de la losa corresponde a  $0.06 \sqrt{f'_c}$ , valor menor que el anteriormente mencionado, por lo que es de esperarse que el comportamiento sísmico del espécimen sea más favorable que si se hubiera tenido una carga gravitacional mayor que la aplicada en éste.

### 5.3.3 Revisión de nervaduras por cortante

La fig 5.3 muestra el diagrama de cuerpo libre de la sección crítica por cortante definida por la periferia de la zona maciza a una distancia  $d/2$  de ésta. El RDF 87 no especifica un procedimiento para revisar por cortante esta sección crítica, aún cuando de manera explícita este reglamento estipula que se debe efectuar esta revisión. El resultado que se muestra en la tabla 5.2, identificado en ésta como la condición de transmisión por cortante del momento  $\alpha M_D$  en zona crítica de nervaduras, se encontró extrapolando el criterio especificado por el RDF 87 para revisar la sección crítica por cortante definida a una distancia  $d/2$  de la cara de columna. Siguiendo el procedimiento descrito por Rodríguez y Santiago (1993), la fuerza cortante total actuante en la nervadura  $i$ ,  $V_{iT}$  debido a los efectos de la carga gravitacional y del momento de desbalanceo, se evalúa como sigue:

$$V_{iT} = \frac{W A_i}{\sum A_i} + \frac{C_i A_i \alpha M_D}{\sum A_i C_i^2} \quad (5.4)$$

los parámetro  $A_i$  y  $C_i$  se definen en la fig 5.3 y el parámetro  $W$  es el valor de la carga gravitacional (en unidades de fuerza) fuera de la sección crítica de nervaduras.

El valor de la cortante basal en el espécimen, asociado a la capacidad resistente por cortante en nervaduras, empleando la ec 5.4, es igual a 90.6 ton (tabla 5.2), valor bastante menos crítico que los asociados a capacidades resistentes por flexión en la losa y por cortante y flexocompresión en columnas. El valor de esta cortante basal se obtuvo considerando el esfuerzo cortante resistente en las nervaduras sin tomar en cuenta el reforzamiento para algunas nervaduras anteriormente descrito, y que fue efectuado posterior al ensaye del espécimen original. Este esfuerzo cortante resistente se considera igual a  $0.5 \sqrt{f_c}$ . Este valor resultó de ignorar la contribución de estribos, dado que éstos en las nervaduras sin reforzar están a una separación aproximadamente igual a  $d$ . La mencionada cortante basal fue mayor que el valor de  $V$  máximo alcanzado en el ensaye (45.0 ton). Para cortantes basales cercanas a este valor, en el ensaye del espécimen se observaron algunos agrietamientos por cortante en la sección crítica de nervaduras que se comenta, lo que sugiere que la ec 5.4 está algo del lado de la inseguridad para las condiciones del espécimen. Una conclusión semejante se obtuvo en el ensaye del espécimen original (Rodríguez y Santiago, 1993).

Como también se ha comentado anteriormente, la separación de estribos en nervaduras en el espécimen original se diseñó siguiendo las especificaciones del anterior Reglamento de Construcciones para el DF, RDF 76, el cual no tenía requisitos específicos para esta separación. En el actual reglamento, RDF 87, se especifica para esta separación un máximo igual a  $d/3$ , tanto para la nervadura central como para las adyacentes a ésta. Como se ha descrito en el capítulo 3, el reforzamiento de algunas nervaduras en el espécimen rehabilitado se hizo siguiendo esta especificación. Esta parece adecuada, ya que en los ensayos del espécimen rehabilitado se observó que la separación de estribos en las nervaduras sin reforzamiento, igual a  $d$ , no fue suficiente para evitar el pandeo de algunas varillas de refuerzo longitudinal de lecho inferior de losa. Por el contrario, en las secciones críticas de las nervaduras

reforzadas con estribos a menor separación, no se observaron evidencias de pandeo del refuerzo longitudinal ó problemas de cortante. Estos resultados, así como los encontrados en los ensayos ante cargas laterales del espécimen original, sugieren que es recomendable que reglamentos tengan requisitos explícitos para evitar el pandeo de barras de refuerzo, estipulando por ejemplo separaciones máximas de estribos relacionados con el diámetro de la varilla de refuerzo longitudinal. Un criterio de este tipo es utilizado por el Reglamento de Construcciones de Nueva Zelanda (NZ 3101, 1982), el cual especifica el valor de  $6 d_b$  como uno de los valores máximos para la separación de estribos, donde  $d_b$  es el diámetro del refuerzo longitudinal en el que se pretende evitar el pandeo.

#### 5.4 Ductilidad y desplazamiento relativo global

En la definición del llamado factor de ductilidad de desplazamiento se requiere también definir el desplazamiento de fluencia, el cual puede ser variable, ya que la definición de 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 carga-desplazamiento de la estructura ó 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 y Bertero, 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 carga-desplazamiento experimentales, con el área bajo la curva bilineal con que se representa a la envolvente a estos ciclos de histéresis. Empleando este procedimiento se obtuvieron los factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , que se muestran en la fig 5.1.

Los resultados de la curva envolvente de ciclos histeréticos que se

muestran en la fig 5.1 son semejantes a los encontrados en el ensaye del espécimen original (Rodríguez y Santiago, 1993). Los resultados indican dos características típicas de los sistemas de losa plana. La primera se refiere al valor pequeño del factor de ductilidad de desplazamiento máximo,  $\mu$ , que se alcanzó en el ensaye ante cargas cíclicas del espécimen rehabilitado, el cual fue igual a 2.9 (fig 5.1). En el espécimen original el valor de  $\mu$  correspondiente fue 2.5. Estos valores son bastante menores que los correspondientes a factores de ductilidad de desplazamiento máximos alcanzados en ensayos experimentales de estructuras a base de marcos o de elementos de concreto reforzado con comportamiento en flexión y buen confinamiento (Priestley y Park, 1987). Sin embargo, la característica más desfavorable del tipo de sistema estructural a base de losas planas es su alta flexibilidad. En el caso del espécimen rehabilitado, si se acepta la definición de desplazamiento de fluencia que se empleó para obtener los resultado de la fig 5.1, este desplazamiento tendría asociado un valor de  $D_r$  aproximadamente igual a 0.015 (fig 5.1). Este valor es mayor ó cercano a los valores de las deformaciones máximas en estructuras a base de muros estructurales sometidas a demandas sísmicas importantes, obtenidas a partir de estudios experimentales (Aktan y Bertero, 1984) ó estudios analíticos (Riddell y Vásquez, 1992).

Cuando una edificación alcance valores de  $D_r$  cercanos al valor 0.015 anteriormente comentado, es posible que tenga daños importantes en los llamados elementos no estructurales. Estos daños pueden llevar incluso a la necesidad de la remoción completa de estos elementos. Este comportamiento indica claramente que en zonas de alta sismicidad no es recomendable emplear el sistema estructural a base de losa plana como único sistema resistente a acciones sísmicas, aún cuando la estructura de este tipo haya sido rehabilitada con la técnica empleada en esta investigación. Para evitar un comportamiento sísmico indeseable en una edificación que emplea el sistema estructural a base de losa plana es necesario combinar este tipo de sistema con otros que resistan la mayor parte

de las acciones laterales.

### **5.5 Comportamiento histerético y comentarios adicionales**

El área encerrada por los ciclos de histéresis cortante basal - desplazamiento medidos en el espécimen rehabilitado sugiere una buena capacidad de absorción de energía, lo que es congruente con el comportamiento que se observó en el ensaye, el cual fue predominantemente en flexión. Este comportamiento también sugiere la importante contribución de las columnas rehabilitadas a la respuesta global del espécimen, así como la eficacia del refuerzo transversal formado una "viga embebida" en la zona crítica de la losa reticular. Este refuerzo, así como la alta rigidez de las columnas comparada con la de las losas, fueron factores importantes para evitar falla por cortante en la zona maciza de la losa.

Al finalizar el ensaye con el ciclo de carga monotónica se observó degradación de la capacidad resistente del espécimen (parte punteada de la fig 5.1). Esto ocurrió debido al notorio pandeo del refuerzo longitudinal de losa en diversas secciones de ésta a cara de zona maciza, así como al desprendimiento de concreto y pandeo de algunas barras de refuerzo longitudinal de columnas de planta baja en la sección a cara de zapata.

Se debe también mencionar que en algunos aspectos los resultados obtenidos en esta investigación sobreestiman el verdadero comportamiento sísmico del sistema estructural estudiado, esto se debe a que en este estudio experimental no se está representando el total de la carga gravitacional requerida en el diseño sísmico de la estructura. De acuerdo con resultados de otras investigaciones (Pan y Moehle, 1988), el incremento de la carga gravitacional no sólo disminuye la capacidad resistente de la estructura, sino también la capacidad de ductilidad de desplazamiento y la de disipación de energía.

## 5.6 Comparación de capacidades globales medidas en el espécimen original y en el rehabilitado

La fig 5.4 permite comparar la envolvente cortante basal-desplazamiento lateral del espécimen original ensayado anteriormente (Rodríguez y Santiago, 1993) y la envolvente del espécimen estudiado en esta investigación. Los resultados muestran que la estructura rehabilitada tuvo rigidez lateral y capacidad lateral resistente (definida como el valor de la cortante basal máxima medida) bastante mayores que las correspondientes a las de la estructura original. La comparación de los mencionados parámetros en ambos especímenes muestra que las rigidez lateral inicial y la capacidad lateral máxima alcanzadas en el espécimen rehabilitado fueron aproximadamente iguales al doble de los valores de los parámetros respectivos en el espécimen original. Sin embargo, los valores del parámetro  $D_r$  asociados a la deformación de fluencia y los valores máximos de  $D_r$  alcanzados en los ensayos cíclicos en ambos especímenes son semejantes (fig 5.4). Estos resultados indican que la técnica de rehabilitación sísmica empleada en la estructura de losa reticular de este estudio lleva a deformaciones laterales importantes en la estructura rehabilitada, semejantes a las deformaciones que tendría la estructura sin rehabilitar. Las consecuencias de este comportamiento en un terremoto son posibles daños severos o colapso de este tipo de estructuras, así como daños severos en los llamados elementos no estructurales.

## 5.7 Análisis no lineal

Para una evaluación analítica del comportamiento no lineal del espécimen, este se analizó con el programa de cómputo DRAIN-2DX (Prakash et al, 1993). Se consideraron cargas monotónicamente crecientes controlando el análisis con el criterio de desplazamientos incrementales.

En el análisis se representó a la estructura como un solo marco bidimensional, aprovechando la simetría del espécimen, resultando de ello 18 elementos lineales trabajando a flexión (Tipo 02 del programa DRAIN-2DX). Los elementos se emplean de la siguiente manera: seis elementos para representar las columnas, cuatro elementos para representar la losa nervada y ocho elementos para representar la losa maciza (ver fig 5.5). La aplicación de fuerzas laterales se hizo manteniendo la relación de fuerza en el segundo nivel a la del primer nivel, un valor constante e igual a 2, lo que correspondió a las condiciones del ensaye del espécimen.

Para los elementos que representan a losas y columnas se evaluó el módulo de elasticidad del concreto de acuerdo al RDF 87, el cual especifica  $8000\sqrt{f'c}$ . El valor considerado para este parámetro para el caso de columnas fue igual a  $340 \text{ kg/cm}^2$  y para losas  $365 \text{ kg/cm}^2$ . Se consideró la zona de columna que atraviesa la losa como infinitamente rígida. La capacidad en momento de fluencia para los elementos de losas y columnas se determinaron empleando los diagramas momento-curvatura que se muestran en las figs 5.6, 5.7 y 5.8 obtenidos con el programa de cómputo MOMCUR (Bernal, 1982).

Las curvas momento rotación para columnas requeridas por el programa DRAIN-2DX se obtuvieron a partir de la representación bilineal del diagrama momento-curvatura de secciones típicas de columnas del espécimen (línea punteada de la fig 5.6) y considerando una distribución antisimétrica de momentos. El modelo bilineal se definió tomando en cuenta el criterio energético de igualar áreas (Mahin y Bertero, 1976) anteriormente comentado considerando además una segunda pendiente igual a cero. El punto final del diagrama momento curvatura de la columna está asociado al pandeo de barras longitudinales. Es de interés mencionar que la distribución antisimétrica de momentos es una limitación del programa DRAIN-2DX, ya que como se ha comentado anteriormente, la distribución de momentos inferida a partir de la información experimental no es antisimétrica.

En los casos de los elementos que representan a las losas, la segunda pendiente del diagrama momento-rotación se obtuvo de la representación bilineal del diagrama momento-curvatura correspondiente, considerando también una distribución antisimétrica de momentos. Las figuras 5.7 y 5.8 muestran los diagramas momento curvatura obtenidos para losas en la zona maciza de ancho  $c_2 + 3h$ , para los casos de momento negativo y positivo, respectivamente. Para la evaluación de diagramas momento-rotación de elementos formados por nervaduras se siguió el mismo procedimiento. El punto final de los diagramas momento curvatura en losas están asociados a la deformación máxima del concreto obtenida de la ecuación 2.1.

La fig 5.9 muestra la relación cortante basal,  $V$ , versus  $D_r$ , obtenido con el programa DRAIN-2DX empleando las hipótesis anteriormente comentadas y considerando para el ancho efectivo de losa el especificado por el RDF 87. Los resultados analíticos de la fig 5.9 permiten además conocer el orden de aparición de líneas de fluencia en losas y de articulaciones plásticas en columnas, lo que se indica con los números que se muestran en la curva cortante basal versus desplazamiento que se comenta. La información que se muestra en la fig 5.10 permite relacionar estos números con la ubicación de las líneas de fluencia y articulaciones plásticas respectivas. Los resultados muestran que las articulaciones plásticas en extremos de columnas de planta baja ocurren en la etapa final del comportamiento no lineal, con lo que se define el mecanismo de colapso que se muestra en la fig 5.1. Es de interés mencionar que excepto las líneas de fluencia identificadas con los números 1 y 2 en la fig 5.10, el mecanismo de colapso obtenido analíticamente es semejante al observado experimentalmente.

También es de interés comparar las capacidades de resistencia, ductilidad de desplazamiento y de deformaciones laterales obtenidas con el modelo analítico y las observadas en el ensaye. Como se aprecia en la fig 5.9 las capacidades laterales resistentes

calculadas y observadas son semejantes, así como las capacidades de deformación lateral calculadas y observadas. Sin embargo, es notoria la diferencia entre las capacidades de ductilidad global de desplazamiento obtenidas de acuerdo al modelo analítico y a los resultados experimentales ajustados con un curva bilineal descrita anteriormente. Como se observa en la fig 5.9, y como se ha comentado anteriormente, el factor de ductilidad de desplazamiento global máximo observado en los ensayos ante cargas cíclicas reversibles fue igual a 2.9, el valor correspondiente obtenido de acuerdo al modelo analítico no lineal empleado es igual a 8.7 (fig 5.9). Esta importante diferencia se debe principalmente a los diferentes criterios para definir los desplazamientos de fluencia en los resultados respectivos, lo que origina la diferencia en rigideces laterales iniciales en los casos analíticos y experimentales mostrados en la fig 5.9.

La fig 5.11 muestra resultados del mismo tipo de los de la fig 5.9, pero considerando para la rigidez inicial del modelo no lineal la obtenida en los resultados experimentales del espécimen considerando el ajuste a una curva bilineal comentada anteriormente (fig 5.1). A diferencia de los resultados obtenidos con el modelo analítico anterior (fig 5.9), los resultados de la fig 5.11 muestran una buena correlación entre las ductilidades obtenidas de los resultados experimentales y la del modelo analítico. La predicción de capacidades resistentes y de deformación lateral obtenida con este modelo analítico (fig 5.11) da resultados semejantes a las obtenidas con el modelo anterior (fig 5.9).

Estos resultados indican que en la interpretación de análisis no lineales de estructuras a base de losa plana reticular es importante la definición de la rigidez lateral inicial de la estructura, ya que empleando criterios especificados por reglamentos pueden llevar a sobreestimar las posibles demandas de ductilidad que resulten de este tipo de análisis. Es de interés mencionar que la relación de rigidez lateral empleada para obtener

los resultados de la fig 5.11 y la rigidez lateral obtenida de acuerdo al RDF 87 es igual a 0.33.

### 5.8 ANALISIS DEL ALARGAMIENTO EN LOSAS.

Los posibles efectos del fenómeno de alargamiento en vigas causado por la formación de articulaciones plásticas en éstas han sido analizados por Fenwick (1993). De acuerdo a este análisis, en una edificación de varios niveles este efecto puede ser de importancia en el comportamiento de columnas de planta baja, lo que se debe a que en este nivel la cimentación trata de impedir el alargamiento de las vigas del primer nivel cuando en éstas se producen articulaciones plásticas. Este efecto de restricción del alargamiento puede provocar cortantes en columnas, no considerados en los análisis convencionales, los que a su vez pueden provocar articulaciones plásticas adicionales en estos elementos estructurales (Fenwick, 1993).

Megget y Fenwick (1989) han propuesto un criterio para evaluar el alargamiento en vigas producido por la formación de articulaciones plásticas en éstas. Este criterio se basa en suponer que el alargamiento en vigas ocurre con deformaciones despreciables del refuerzo longitudinal en compresión, bajo esta hipótesis el alargamiento se puede calcular 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,  $\Delta$ , es (Megget y Fenwick, 1989)

$$\Delta = \Sigma \theta \frac{(d-d')}{2} \quad (5.5)$$

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

En el Apéndice A se analiza el mecanismo de colapso observado en el

ensaye del espécimen, con el propósito de evaluar las rotaciones plásticas asociadas a las líneas de fluencia observadas en las losas. Los resultados muestran (ver Apéndice A) que estas rotaciones plásticas,  $\theta_p$ , se pueden evaluar con la expresión siguiente

$$\theta_p = 1.42 d_r \quad (5.6)$$

en la expresión anterior el parámetro  $d_r$  es el desplazamiento relativo de entrepiso.

La expresión para calcular  $\Delta$  en cada nivel del espécimen resultan de combinar las ecs 5.5 y 5.6 y de considerar además que por nivel, en cada losa del espécimen se producen cuatro articulaciones plásticas en el mecanismo de colapso, como se muestra en la fig 4.28. Esto lleva a la expresión siguiente

$$\Delta = 2.84 d_r (d - d^1) \quad (5.7)$$

Los resultados de las figs 5.12 a 5.15 permiten comparar los alargamientos medidos en los ensayos experimentales del espécimen, comentados en la sección 4.7, con los alargamientos calculados empleando la ec 5.7. Estos resultados muestran que el empleo de la ec 5.7 lleva a resultados bastante cercanos a los obtenidos experimentalmente excepto en el caso de la losa del segundo nivel con carga axial en compresión (fig 5.15). Como ha sido mencionado por otros investigadores (Fenwick, 1993), esta diferencia se debe al efecto que tiene la carga axial en compresión para cerrar las grietas que forman las líneas de fluencia en la losa. De acuerdo a Fenwick (1993), existe un nivel de carga axial en compresión en la losa, a partir del cual se cierra el agrietamiento del elemento en flexión. Este nivel de carga axial en compresión,  $F_c$ , está dado por la expresión

$$F_c = V_o + 0.05 A_g f_c \quad (5.8)$$

En la expresión anterior  $V_o$  es la fuerza cortante asociada a la formación de articulaciones plásticas en el elemento estructural y

$A_g$  es el área de la sección transversal de este elemento. La aplicación de la ec 5.5 para las condiciones del espécimen daría un valor para  $F_c$  aproximadamente igual a 16 ton. Suponiendo de manera simplista que la carga aplicada en cada nivel, se trasmite totalmente en cada losa de ese nivel, y debido a la relación de dos entre las cargas laterales del segundo y primer nivel aplicadas en el espécimen, el mencionado efecto de la carga axial en compresión en la losa del segundo nivel del espécimen para cerrar grietas en la zona de compresión en ésta, es de esperar que aparezca para cortantes basales en el espécimen mayores de 24 ton. Estos niveles de cargas sí fueron alcanzados durante gran parte del ensaye, lo que justificaría las diferencias mostradas en la fig 5.15 entre los resultados analíticos y experimentales. Con este mismo razonamiento, para cerrar grietas en la zona de compresión de la losa del primer nivel del espécimen sería necesario un cortante basal mayor que 48 ton, valor que no se alcanzó en el ensaye. Esto explicaría el motivo por el cual para el alargamiento experimental de la losa del primer nivel, caso en compresión, fig 5.14, es semejante al calculado de acuerdo a la ec 5.5, es decir en este caso no hay el efecto de la fuerza en compresión en la losa para disminuir el alargamiento de ésta.

## 6.- CONCLUSIONES

En esta investigación se ensayó en laboratorio, aplicando cargas laterales cíclicas reversibles, una estructura de concreto reforzado de dos niveles, de losa plana reticular sin muros, la que fue reparada y reforzada. Esta estructura es el resultado de emplear la técnica de encamisado de concreto reforzado en columnas del espécimen original, así como de emplear la técnica de inyección de resina epóxica en grietas de losas y columnas que fueron dañadas en ensayos ante cargas laterales cíclicas reversibles efectuados en una investigación anterior y que causaron daños estructurales severos en el espécimen original (Rodríguez y Santiago, 1993). Las conclusiones a las que se llegó al evaluar el comportamiento sísmico de la estructura rehabilitada son las siguientes.

1) El daño existente en la losa reticular antes del ensaye ante cargas cíclicas, causado probablemente por agrietamiento remanente aun después de la inyección de resina epóxica en las losas, así como por el agrietamiento en losas causado por la aplicación de sobrecarga en éstas, produjeron que la rigidez lateral del espécimen rehabilitado, calculada con las especificaciones del Reglamento de Construcciones del DF (RDF 87), fuera mayor que la medida en los ciclos de cargas aplicadas inicialmente en el espécimen (del orden de 1.7 veces). Sin embargo, el deterioro de la rigidez lateral en el espécimen ocurrió desde niveles bastante bajos del cortante basal actuante, del orden de 0.2 veces el cortante basal resistente de acuerdo al RDF 87. Por esta razón se decidió emplear una rigidez lateral secante para representar la rigidez inicial del espécimen en una representación bilineal de la envolvente de los ciclos de histeresis carga-desplazamiento experimentales. Esta rigidez resultó ser aproximadamente un tercio de la calculada de acuerdo a las especificaciones del RDF 87. Esto indica que en una estructura a base de losa plana reticular con daños previos y rehabilitada con la técnica empleada, la evaluación de la rigidez lateral de ésta de acuerdo al reglamento RDF 87 daría

una estimación mayor que la que se obtendría si se considera el daño existente en la estructura original. La diferencia será aún mayor si se considera el posible comportamiento de la estructura rehabilitada durante un terremoto.

2) Se evaluó el factor de ductilidad de desplazamientos,  $\mu$ , en el espécimen rehabilitado, empleando un modelo bilineal para representar la envolvente de los ciclos de histéresis carga-desplazamiento experimentales, así como una definición de desplazamiento de fluencia descrita anteriormente. Con este procedimiento se encontró que el valor máximo del parámetro  $\mu$  observado en los ensayos ante cargas cíclicas reversibles fue igual a 2.9. La comparación de este valor y los valores típicos para  $\mu$  observados en ensayos de laboratorio en estructuras a base de marcos de concreto reforzado muestra en general para estas estructuras valores de  $\mu$  mayores que el medido en el espécimen rehabilitado.

3) Los resultados encontrados indican que para la interpretación de resultados de análisis del tipo no lineal de edificaciones a base de losa plana reticular es necesario una definición adecuada de la rigidez lateral inicial de la estructura, ya que ésta influye de manera importante en las demandas de ductilidad de la estructura. Un análisis del tipo no lineal efectuado en el espécimen rehabilitado, considerando la rigidez lateral de éste de acuerdo a las especificaciones del RDF 87, llevó a sobreestimar las demandas de ductilidad global de desplazamiento en tres veces respecto a la obtenida en un análisis no lineal del mismo tipo pero considerando como rigidez lateral inicial un ajuste a los resultados experimentales obtenidos en el espécimen.

4) Resultados encontrados en otras investigaciones en estructuras a base de losas planas indican que incrementos en la carga gravitacional produce disminución en la capacidad de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ . Esto sugiere que si se hubiera aumentado la

carga gravitacional en el espécimen rehabilitado, para obtener la estipulada por el RDF 87, se hubiera obtenido un valor del factor de ductilidad global de desplazamiento,  $\mu$ , menor que el valor 2.9 medido en el espécimen rehabilitado.

5) La capacidad resistente del espécimen calculada de acuerdo con los criterios que especifica el RDF 87 fue menor que la obtenida en el ensaye del espécimen. Esta fue igual a 1.9 veces la primera. Sobrerresistencias de este orden ó aun mayores han sido observadas en estudios de estructuras de diversos tipos, incluyendo las a base de losa plana, que se encuentran en la literatura. Sin embargo, la sobrerresistencia encontrada en el espécimen rehabilitado se debe considerar como un probable límite superior a la que tendría si el espécimen hubiera tenido la carga gravitacional especificada por el RDF 87.

6) La capacidad resistente máxima que se observó en el ensaye del espécimen rehabilitado estuvo asociada al pandeo de varillas del refuerzo longitudinal, lecho inferior, en algunas nervaduras dentro del ancho  $c_2 + 3h$  en secciones a cara de la zona maciza de la losa reticular. Este pandeo ocurrió en las nervaduras que, en el proceso de rehabilitación del espécimen, no se habían añadido estribos para reducir el excesivo espaciamiento que éstos tenían en el espécimen original. El modo de falla de pandeo del refuerzo longitudinal en losas fue semejante al observado en el espécimen original. El diferente comportamiento de nervaduras con y sin adecuado refuerzo transversal sugiere que el cumplir con las especificaciones para separación máxima de estribos en nervaduras, que estipula el RDF 87, evitó el pandeo de varillas del refuerzo longitudinal en losas. Sin embargo, es recomendable que los reglamentos tengan requisitos explícitos para evitar este modo de falla, estipulando también separaciones máximas de estribos relacionadas con el diámetro del refuerzo longitudinal. Un criterio de este tipo es empleado por reglamentos de construcción de otros países en zonas sísmicas.

7) Resultados de los análisis estructurales efectuados con las características del espécimen rehabilitado, muestran que por la alta relación existente en el espécimen entre la rigidez de columna y la de la losa, los valores de los momentos que se transmiten entre losa y columna son pequeños, comparados con los casos de estructuras a base de losa plana reticular con menores dimensiones de columnas. Esta característica y la existencia de estribos cerrados formando una viga embebida en la zona maciza de la losa reticular, produjeron que la capacidad resistente de la losa no se alcance en la unión losa-columna, sino en las secciones de nervaduras a cara de la zona maciza de la losa reticular, con las características anteriormente comentadas. Por este motivo, se recomienda que en el reglamento de construcciones para el DF se requiera de manera explícita revisar las capacidades resistentes a flexión y cortante de la mencionada sección crítica de nervaduras.

8) La comparación del comportamiento sísmico global de la estructura original y el de la estructura rehabilitada mostró que debido al encamisado de columna la estructura rehabilitada tuvo incrementos importantes en resistencia lateral y rigidez lateral inicial respecto a las de la estructura original. Además, debido al comportamiento predominantemente en flexión de la estructura rehabilitada, ésta mostró buena capacidad de disipación de energía (medida como el área encerrada por los ciclos de histéresis carga lateral-desplazamiento), comparada con la de la estructura original. Sin embargo, las deformaciones de entrepiso en ambas estructuras fueron considerables (incluso desde el inicio del comportamiento inelástico) y la capacidad de ductilidad global de desplazamiento fue pequeña. Como está demostrado ampliamente en la literatura, así como se deduce de observaciones del comportamiento de estructuras en terremotos, deformaciones importantes en estructuras tienen asociadas daños severos ó colapso de éstas, ó daños severos de los llamados elementos no estructurales. Esto indica que la estructura de losa plana reticular, con ó sin encamisado de columnas, no es recomendable en zonas de alta

sismicidad como único sistema estructural resistente, a menos que se combine con otros sistemas estructurales que puedan resistir adecuadamente la mayor parte de las acciones sísmicas.

9) Los resultados obtenidos en los ensayos del espécimen pusieron en evidencia la existencia del fenómeno del alargamiento en losas debido a la formación de líneas de fluencia en éstas. Se empleó un procedimiento de evaluación de este alargamiento propuesto por otros investigadores, con el cual se lograron resultados que en la mayor parte de los casos tuvieron una correlación aceptable con los obtenidos experimentalmente en esta investigación.

## 7.- RECONOCIMIENTOS

Se agradece al Departamento del Distrito Federal y al Instituto de Ingeniería, UNAM, el patrocinio a esta investigación, la que además no hubiera sido posible sin la colaboración de personal del Instituto de Ingeniería (II) y del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Los 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 institución, por lo que se agradece a ésta todo el apoyo brindado.

**8. REFERENCIAS.**

1. Aguilar, J; Juárez, H; Ortega, R y Iglesias J, 1989, "Mexico Earthquake of September 19, 1985. Statistics of Damage and of Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake", Earthquake Spectra, Vol 5, No 1, Feb 1989, pp 145-151.
2. Aktan, A y Bertero, V, 1984, "Seismic Response of R/C Frame Wall Structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 110, No 8, EUA, Agosto 1984.
3. Alcocer, S y Jirsa, J, 1993, "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing", Structural Journal, American Concrete Institute, Vol 90, No 3, Mayo 1993.
4. Aoyama H, 1986, "Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan", Department of Architecture, Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Japan, 1986.
5. Bernal D, 1982, "Relación entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto", Informe del Instituto de Ingeniería, Diciembre 1982.
6. Bertero, V, 1992, "Seismic upgrading of existing structures", Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, 5101-5106, Julio 1992.
7. Clough, R y Penzien, J, 1993, Dynamics of Structures, Ed Mc-Graw Hill.
8. Fenwick, R, 1993, "Member elongation, a neglected factor in Seismic Design", Proceedings The Tom Paulay Symposium, La Jolla, California, USA.

9. Jara M, Hernández C, García R y Robles F, 1989, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Typical cases of Repair and Strengthening of Concrete buildings", Earthquake Spectra Journal, Vol 5, No 1, California, USA, Febrero 1989.
10. Mahin, S y Bertero, V, 1976, "Problems in Establishing and Predictivity Ductility in Structural Design", Proc of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering, San Luis, Misuri.
11. Megget, L M y Fenwick, R C, 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, Marzo 1989.
12. NZSD 3101: 1982, Code of practice for the Design of Concrete Structures, Standards Association of New Zealand, Wellington, Nueva Zelandia.
13. Pan, A and Moehle, J, 1988, "Reinforced Concrete Flat Plates Under Lateral Loading: An Experimental Study Including Biaxial Effects", Report No UCB/EERC-88/16, Universidad de California, Berkeley, California USA.
14. Park, R, 1988, "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing", Proceedings Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol VIII, Tokyo-Kyoto, 605-616.
15. Park R y Paulay T, 1974, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1974.
16. Prakash V, Powel G H y Campbell S, 1993, "DRAIN-2DX Base program description and user guide", Report No. UCB/SEMM-93/17, Universidad de California, Berkeley, California.

17. Priestley, M J N and Park, R, 1987, "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", ACI Structural Journal, 84(1), 1987.
18. RDF 87, 1987, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 26 de noviembre de 1987.
19. RDF 76, "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Series del Instituto, No 401, UNAM, México, DF, Julio 1977.
20. Riddell, R y Vásquez, J, 1992, "Shear Wall Buildings: A type of construction less vulnerable to earthquakes?", Memorias del Simposio Internacional sobre Prevención de Desastres Sísmicos, CENAPRED, México D F.
21. Rodríguez, M, 1994a, "A Measure of the Capacity of earthquakes to Damage Structures", Journal Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 23, No. 6, 627-643, Junio 1994.
22. Rodríguez, M, 1994b, "Seismic Retrofitting Strategy for Buildings", Proceedings Fifth US National Conference on Earthquake Engineering, USA, Julio 1994.
23. Rodríguez, M y Botero JC, 1995, "Comportamiento dinámico de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe en preparación.
24. Rodríguez, M y Park, R, 1991, "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings, for Seismic Resistance", Earthquake Spectra Journal, vol 7, pp 439-459, Agosto 1991.
25. Rodríguez, M y Park, R, 1994, "Seismic Load Tests on Reinforced

Concrete Columns Strengthened by Jacketing", ACI Structural Journal, V 91, No 2, Marzo-Abril 1994.

26. Rodríguez, M y Santiago S, 1993, "Ensayes ante cargas laterales cíclicas de una estructura de losa plana reticular", Series del Instituto de Ingeniería No 558, UNAM, México, DF, Mayo 1993.

27. Salmon C y Johnson J, 1980, "Steel Structures", 2a. edición, Harper and Row, 1980.

28. Scott, B. D, Park R y Priestley M J N, 1982, "Stress-Strain behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Enero-Febrero, 1982.

29. Shahrooz, B and Moehle, J, 1990, "Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 116, No 5, Mayo 1990.

30. Sugano, S, 1981, "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 14, No 4, diciembre 1981, pp 209-222.

31. UBC 85, Uniform Building Code, International Conference of Buildings Officials, Whittier, California, USA, 1985.

32. UNIDO, 1983, "Repair and Strengthening of Reinforced concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings", Building construction under Seismic Conditions in the Balkan Regions, UNDP/UNIDO PROJECT RER/79/015, United Nations Industrial Development Organization, Viena, 1983.

## 9. APENDICE A. EVALUACION DE ROTACIONES PLASTICAS EN LOSAS PARA EL MECANISMO DE COLAPSO OBSERVADO EN EL ENSAYE DEL ESPECIMEN.

En la fig A.1 se muestra una cruzija del espécimen en la configuración deformada asociada al mecanismo de colapso observado en el estudio experimental del espécimen. Los parámetros  $l$ ,  $h_i$  y  $u_i$  representan el claro de losas a ejes de la cruzija, la altura de entrepiso y el desplazamiento de entrepiso, respectivamente. La distancia entre las líneas de fluencia en losas se define como  $\psi l$ . La rotación plástica,  $\theta_p$ , asociada a una línea de fluencia en losas del mecanismo de la fig A.1 se define como

$$\theta_p = \theta_1 + \theta_2 \quad A.1$$

en la expresión anterior  $\theta_1$  y  $\theta_2$  son los ángulos que muestran en la fig A.1. El ángulo  $\theta_1$  es igual al desplazamiento relativo de entrepiso,  $d_r$ .

$$\theta_1 = d_r \quad A.2$$

El parámetro  $d_r$  se define con la expresión siguiente

$$d_r = \frac{u_i}{h_i} \quad A.3$$

A partir de consideraciones geométricas, el ángulo  $\theta_2$  se puede evaluar como

$$\theta_2 = \left( \frac{1-\psi}{\psi} \right) \theta_1 \quad A.4$$

Combinando las ecs A.1, A.2 y A.4 se obtiene

$$\theta_p = \frac{d_r}{\psi} \quad A.5$$

El valor  $\psi$  correspondiente al mecanismo de colapso observado en el espécimen es 0.7, con lo que en A.5 se obtiene

$$\theta_p = 1.42 d_r \quad A.6$$

**TABLA 3.1 COMPARACION DE DEMANDAS DE MOMENTO RESISTENTE Y RESISTENCIAS DE DISEÑO DE ACUERDO AL RDF 87 EN EL ESPECIMEN REHABILITADO ( c = 0.4, Q = 2).**

CONDICION	Demanda de Momento (ton-m)	Momento Resistente (ton-m)
Flexocompresión en columna central, $F_R = 0.6$	1.59	3.73
Flexión negativa en losa en $c_2 + 3h(100\% S + 75\% C.V.^*)$ $F_R = 0.9$	0.54	1.12
Flexión negativa en losa en zona de nervaduras en $c_2+3h$ (100% S + 75% C.V.) $F_R=0.9$	0.28	0.54

\*C.V. = Carga gravitacional.

**TABLA 3.2 DOSIFICACION EN PESO (kg) PARA EL CONCRETO DEL ENCAMISADO.**

CEMENTO	AGUA	GRAVA	ARENA
37.50	24.25	60.00	55.87

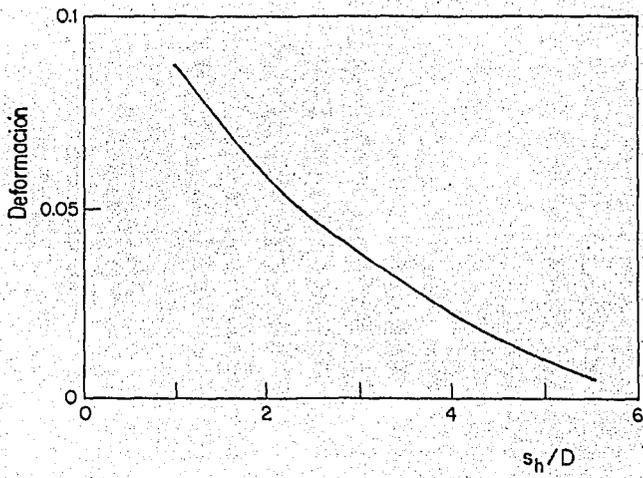
**TABLA 5.1 RESULTADOS DE ENSAYES DINAMICOS EFECTUADOS EN EL ESPECIMEN DE LOSA PLANA RETICULAR ANTES DE LOS ENSAYES CON CARGAS LATERALES**

CONDICION (1)	Periodo Fundamental (s)		$\xi$ (%) (4)	Rigidez $K_e$ ton/cm (5)	$K_e/K_1^*$ (6)
	Ambiental (2)	Libre (3)			
Sin lingotes	-	0.077	1.0	35.5	1.0
Con lingotes	0.133	0.134	1.9	29.4	0.83
Ciclos iniciales de carga	-	-	-	27.4	0.77

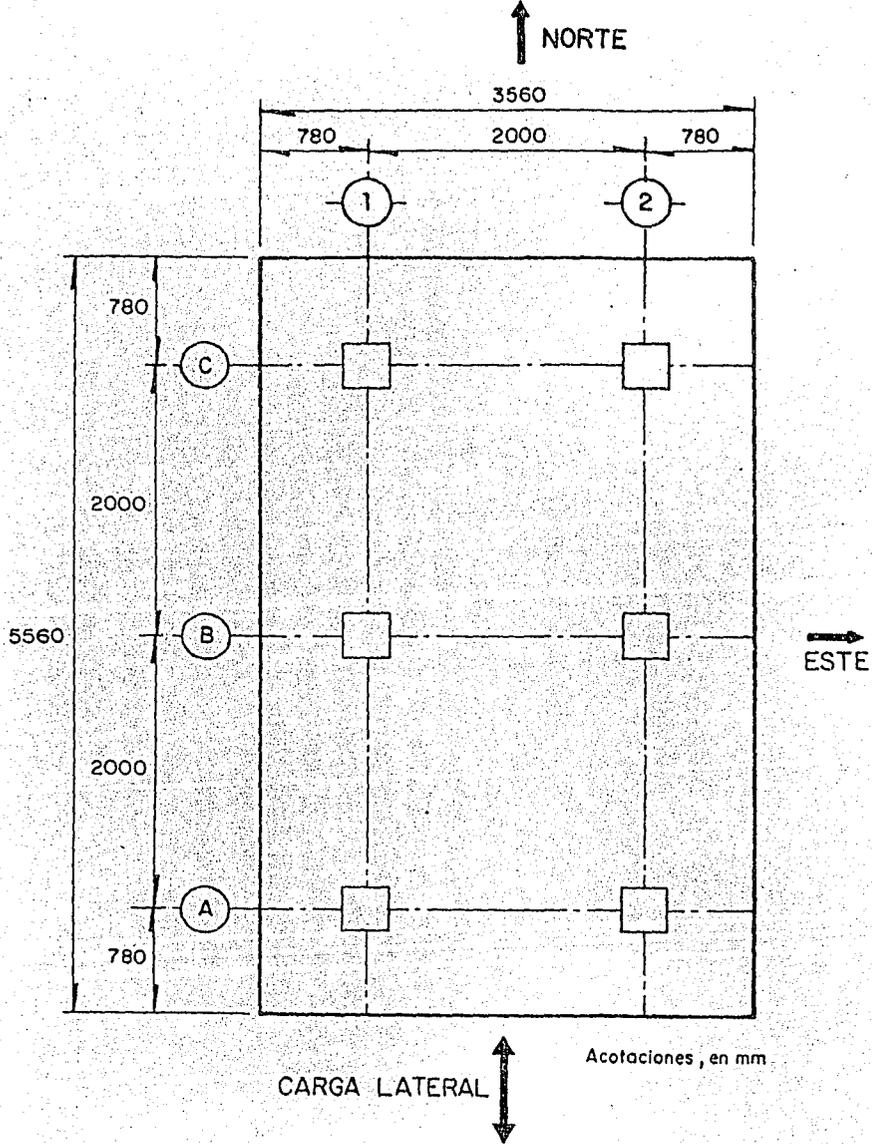
\* $K_1 = 35.5$  ton/cm

**TABLA 5.2 CORTANTES BASALES EN EL ESPECIMEN REHABILITADO ASOCIADOS A DIVERSOS CRITERIOS DE RESISTENCIA DEL RDF 87 (Carga gravitacional de 0.500 ton/m<sup>2</sup>, sin considerar F<sub>R</sub>).**

Condición (1)	Cortante basal (tons) (2)
Momento resistente lecho inferior en ancho $c_2 + 3h$ de zona maciza (nivel 2)	26.50
Momento resistente lecho superior en ancho $c_2 + 3h$ de zona maciza (nivel 2)	45.20
Momento resistente lecho inferior en ancho $c_2 + 3h$ de zona de nervaduras (nivel 2)	25.60
Momento resistente lecho superior en ancho $c_2 + 3h$ de zona de nervaduras (nivel 2)	24.0
Transmisión por cortante del momento $\alpha M_D$ en ancho $c_2 + d$ de zona maciza (nivel 2) ( $v_R = \sqrt{f_c}$ )	254.0
Transmisión por flexión del momento $(1 - \alpha)M_D$ en ancho $c_2 + 3h$ de zona maciza (nivel 2)	71.2
Transmisión por cortante del momento $\alpha M_D$ en zona crítica de nervaduras (nivel 2) ( $v_R = 0.5 \sqrt{f_c}$ )	90.6
Momento flexionante resistente en columna de borde planta baja ( $P/Ag = 0.006f_c$ )	29.8
Momento flexionante resistente en columna central planta baja ( $P/Ag = 0.015f_c$ )	30.3
Cortante resistente en columna central planta baja ( $v_R = v_s$ )	33.0
Mecanismo de colapso de vigas (fig 4.28)	31.6

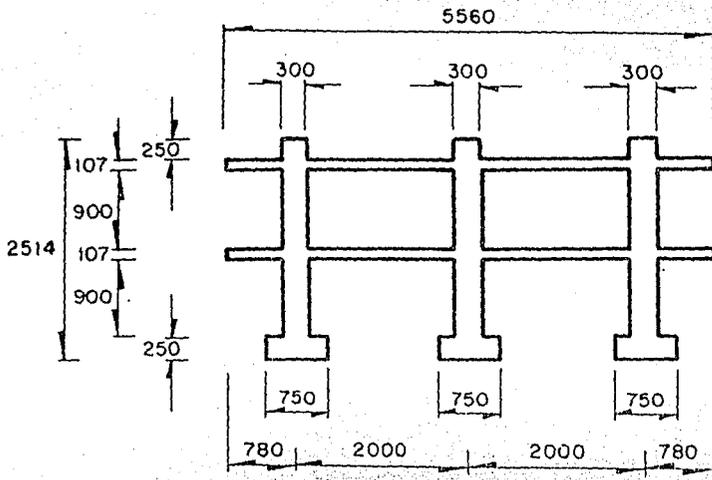


**Fig 2.1**  
*Deformación de pando versus  $s_h/D$*

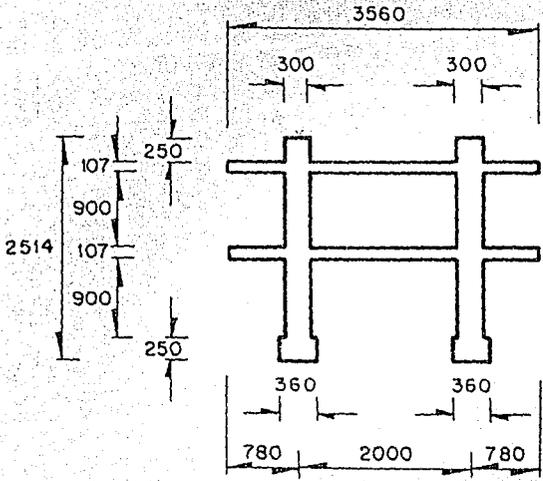


a) Planta típica

**Fig 3.1**  
**Dimensiones del espécimen**

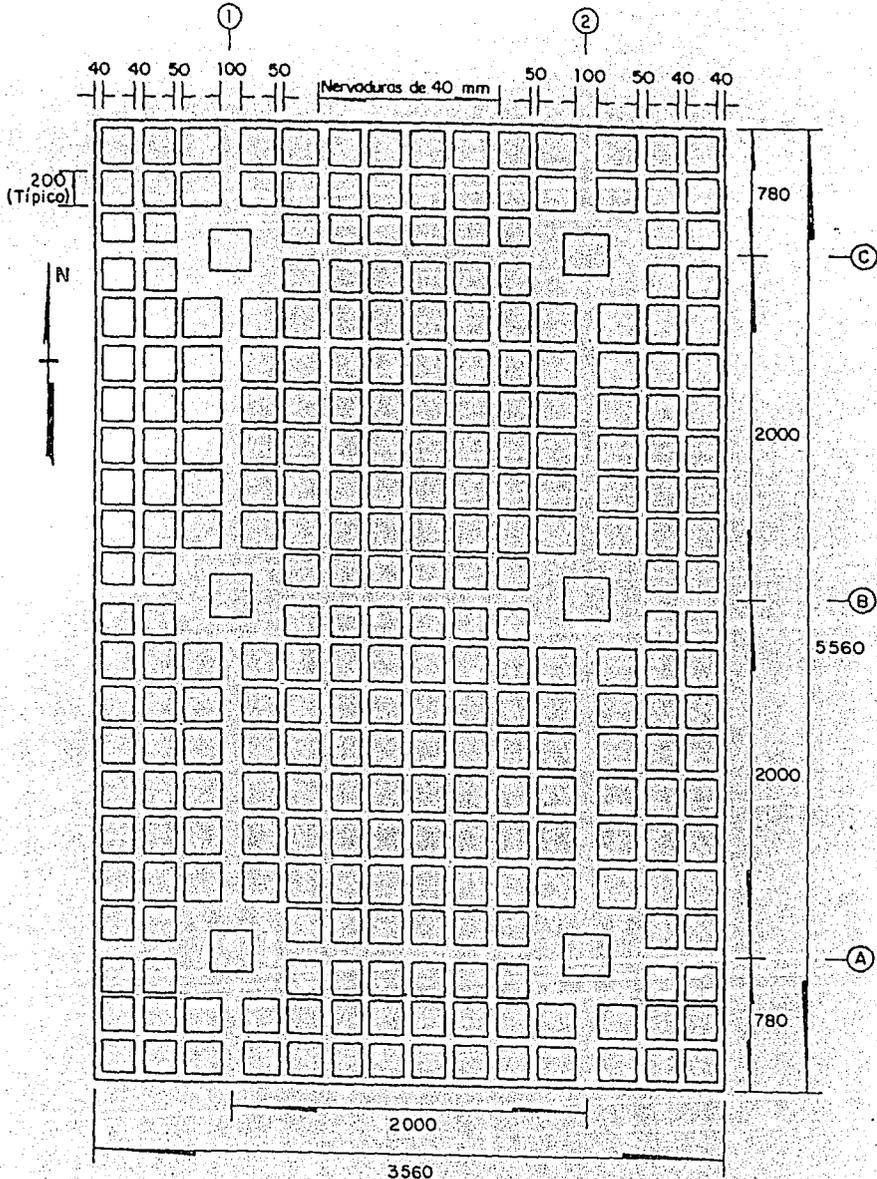


b) Elevación eje 1



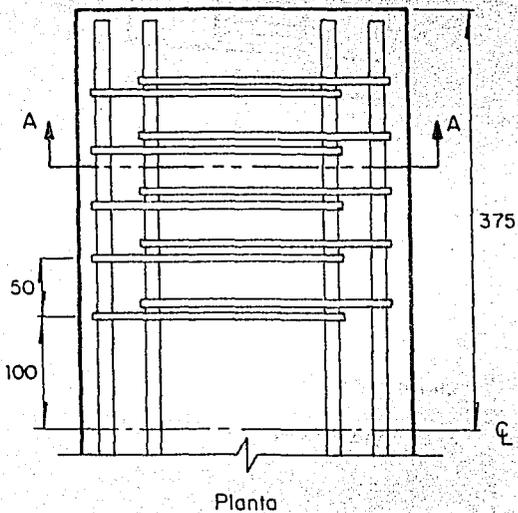
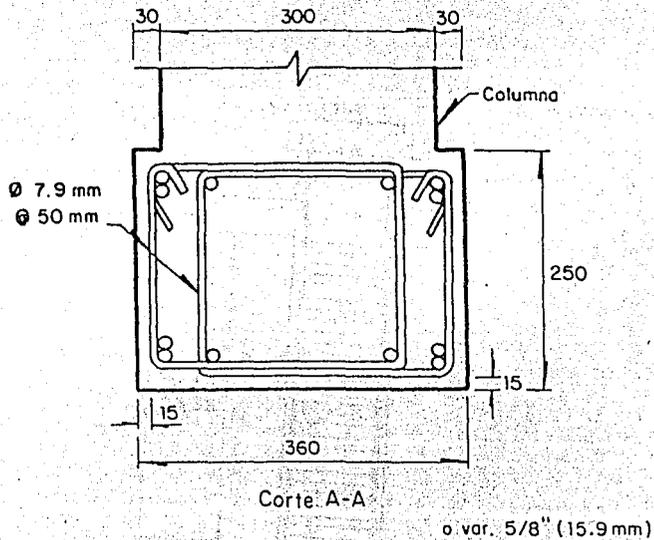
c) Elevación eje A

Acotaciones, en mm



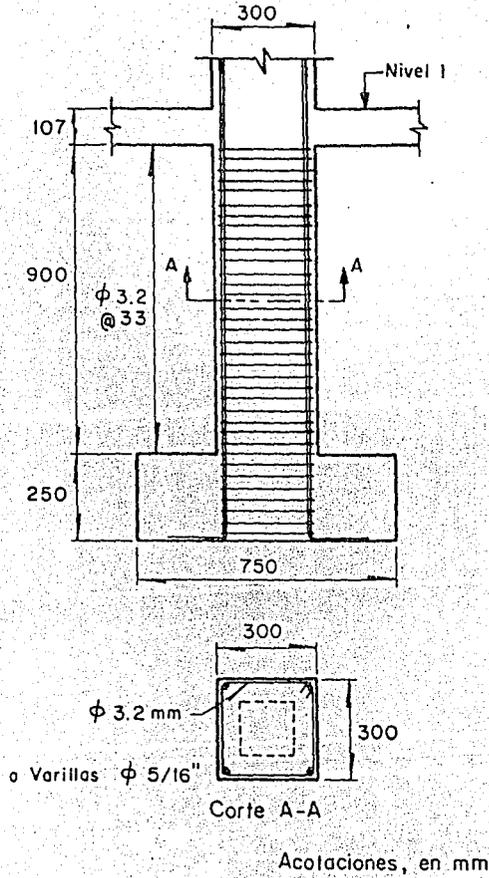
Acotaciones, en mm

d) Planta general



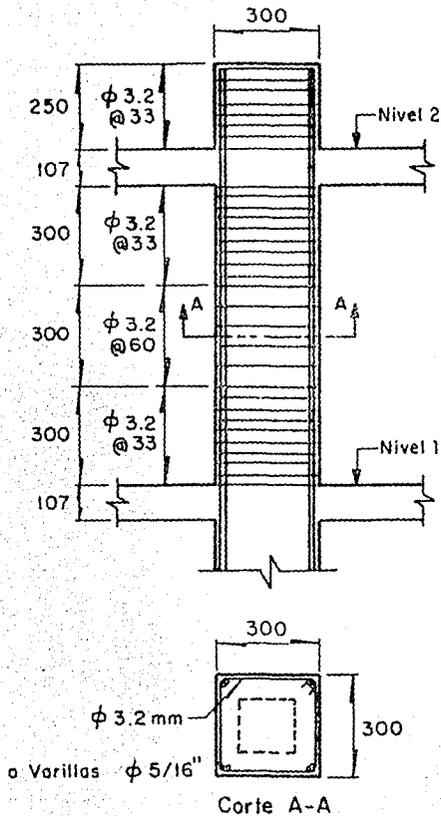
Acotaciones, en mm

**Fig 3.2**  
**Refuerzo longitudinal y transversal de una zapata típica**



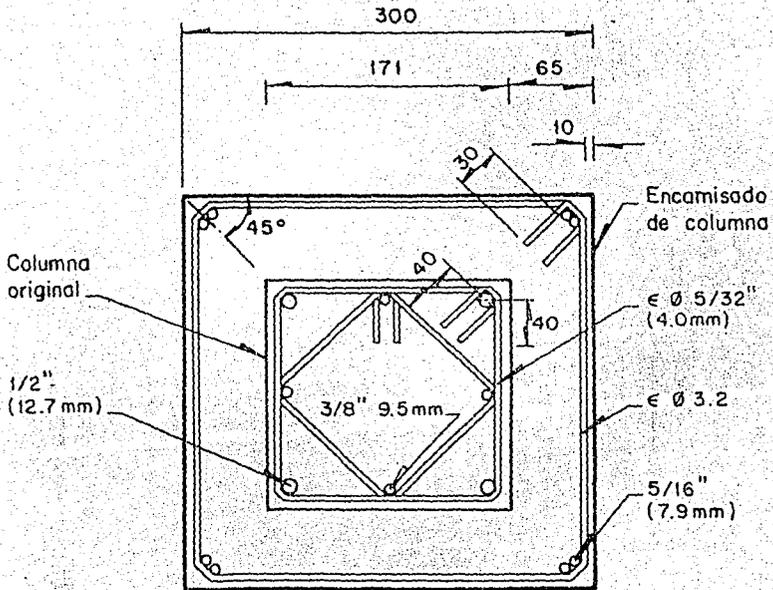
a) Columnas de planta baja

**Fig 3.3**  
**Refuerzo longitudinal y transversal típicos en columnas del espécimen**



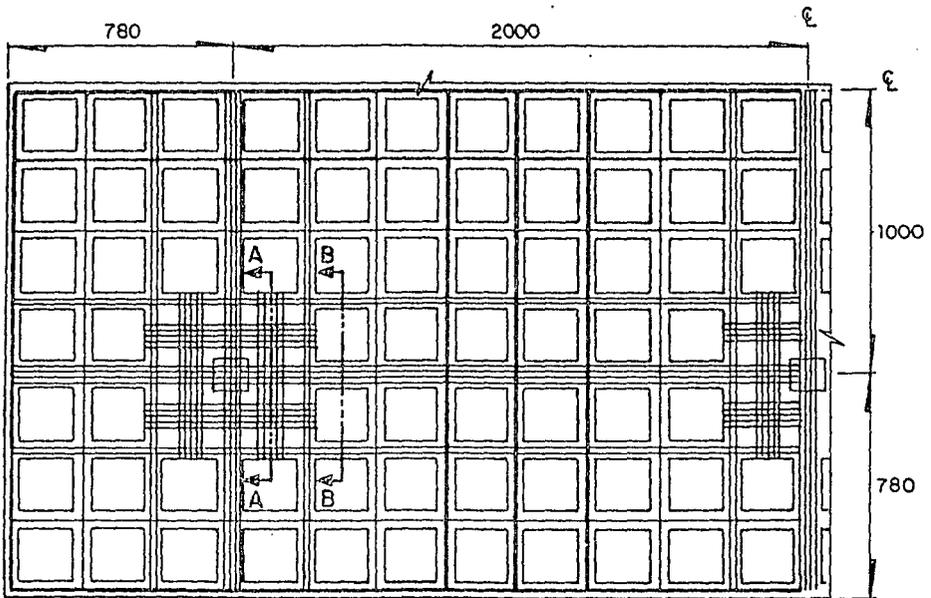
Acolaciones, en mm

*b) Columnas del segundo entreciso*



Acotaciones mm

**Fig 3.4**  
**Dimensiones y refuerzo típico de columnas del espécimen**



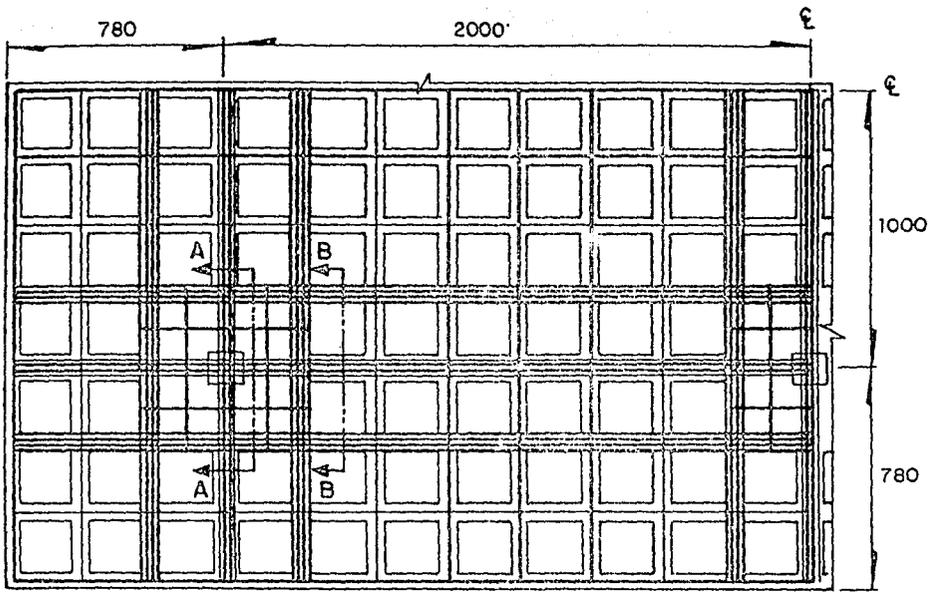
———  $\phi$  4 mm (5/32")  
 - - - -  $\phi$  6.3 mm (1/4")

Acotaciones, en mm

a). Lecho superior

**Fig 3.5**

*Refuerzo longitudinal en losas del espécimen*

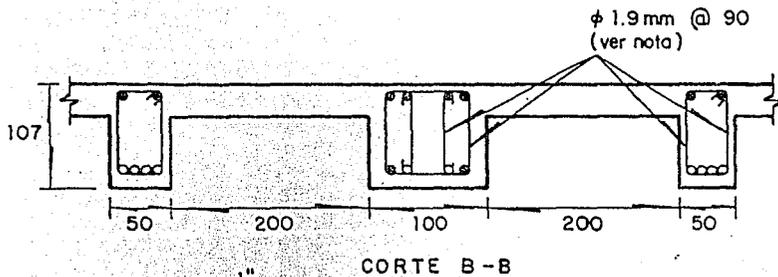
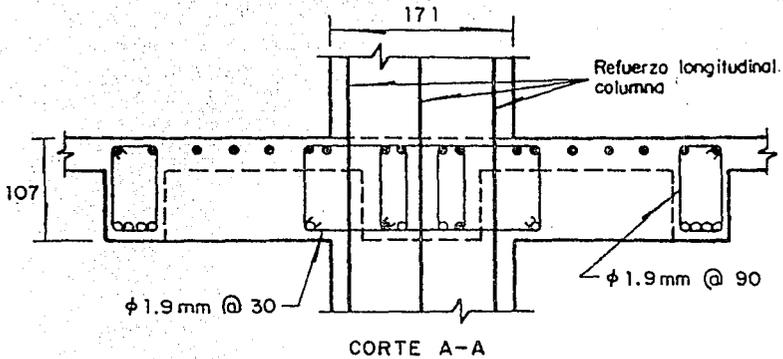


———  $\phi$  4 mm (5/32")  
 ———  $\phi$  6.3 mm (1/4")

Acotaciones, en mm

b) Lecho inferior

Continuación fig 3.5



● Varillas  $\phi \frac{1}{4}$

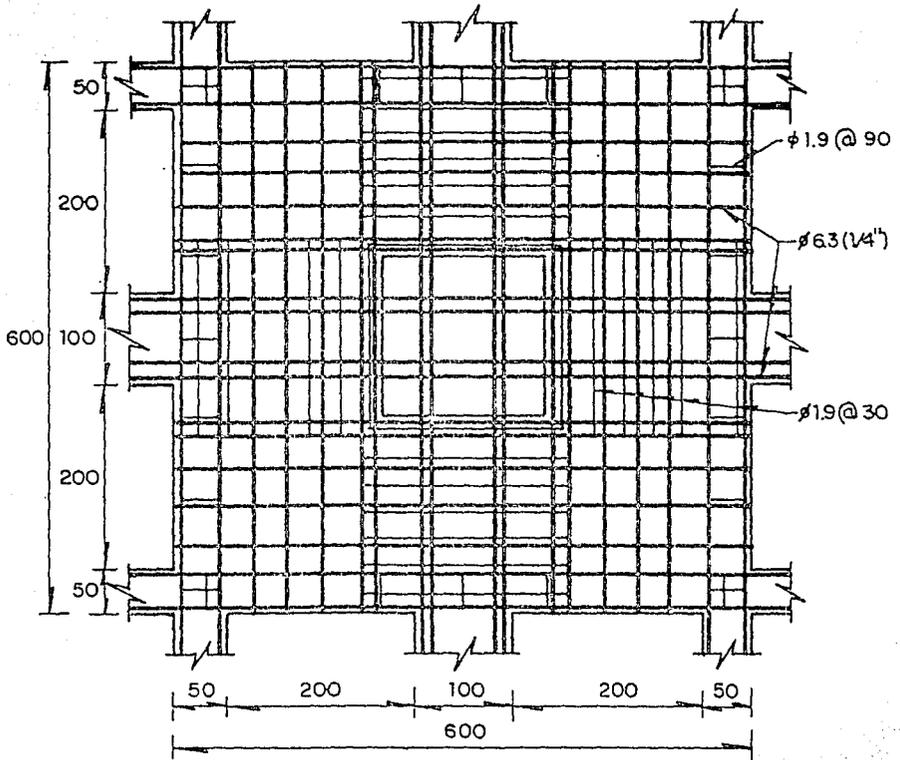
○ Varillas  $\phi \frac{5}{32}$

Acotaciones, en mm

Nota:

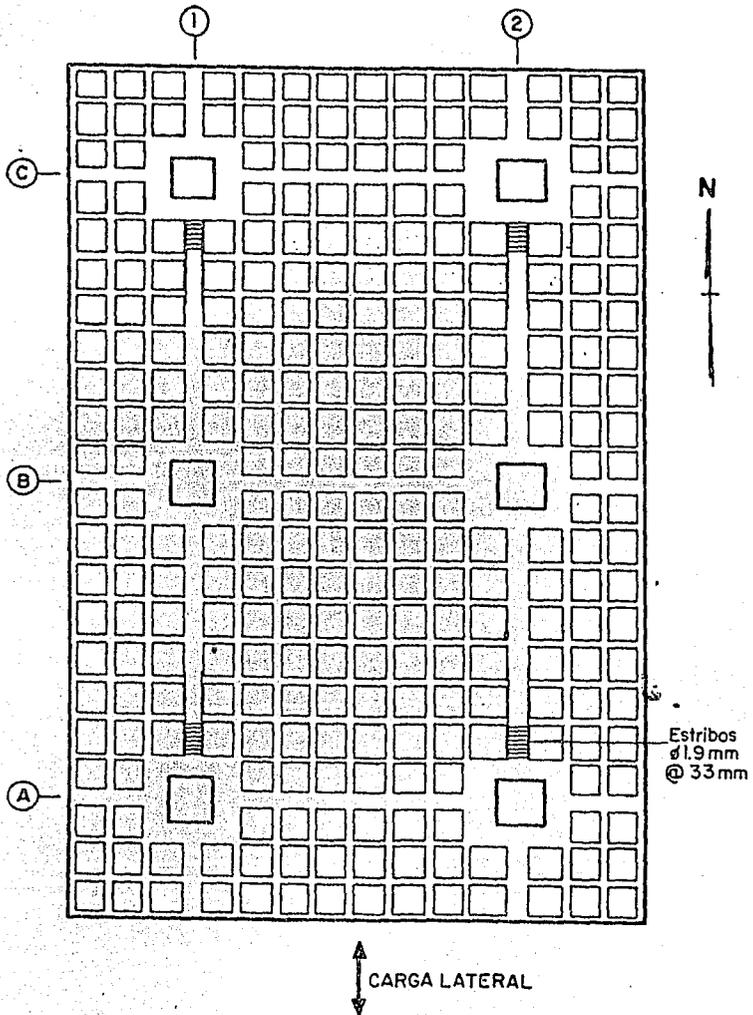
Ver reforzamiento de estribos en fig 3.6

c) Cortes

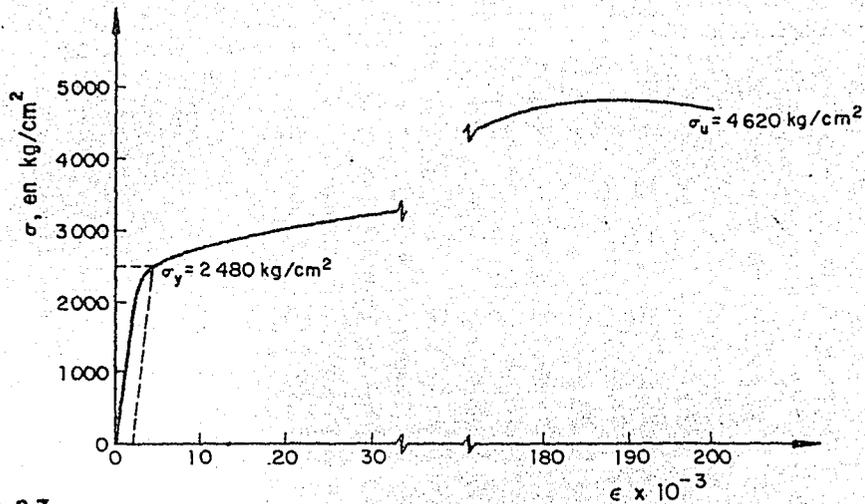


Acotaciones, en mm

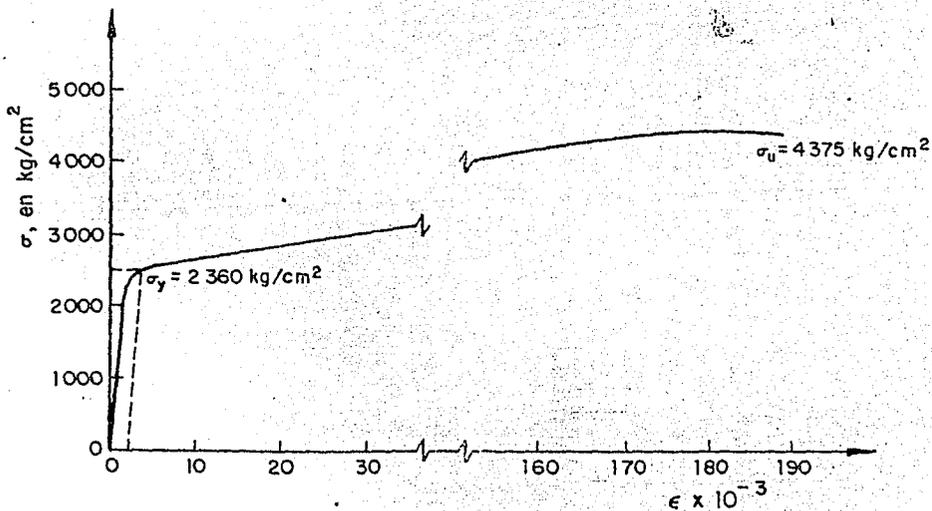
*d) Detalles del refuerzo longitudinal y transversal en la zona maciza de la losa del espécimen*



**Fig 3.6**  
**Reforzamiento de nevaduras**



**Fig 3.7**  
**Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  1/4 pig**



**Fig 3.8**  
**Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  5/32 pig**

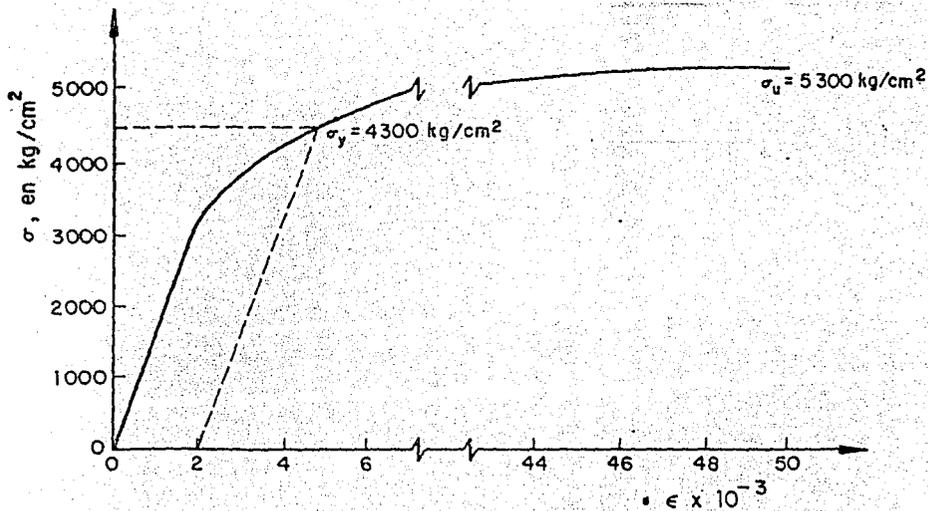
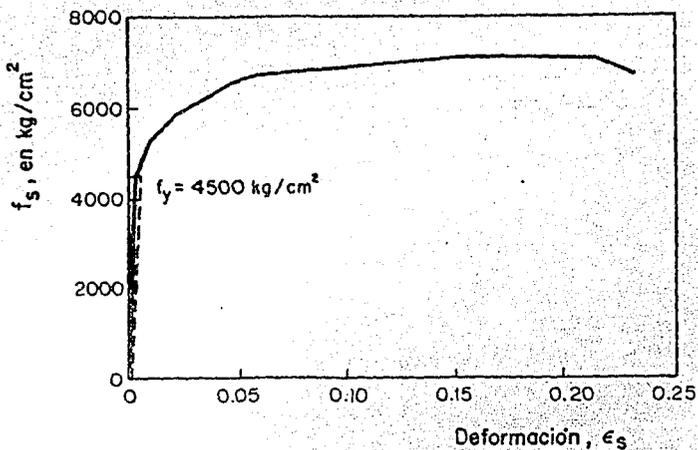


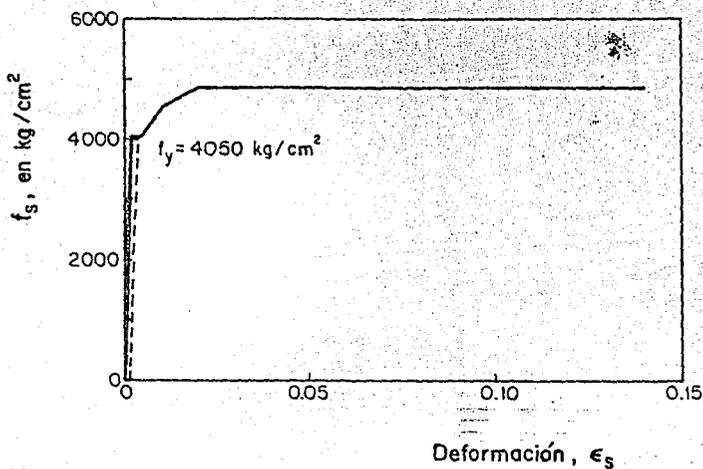
Fig 3.9

Curva esfuerzo-deformación de alambre galvanizado No 4



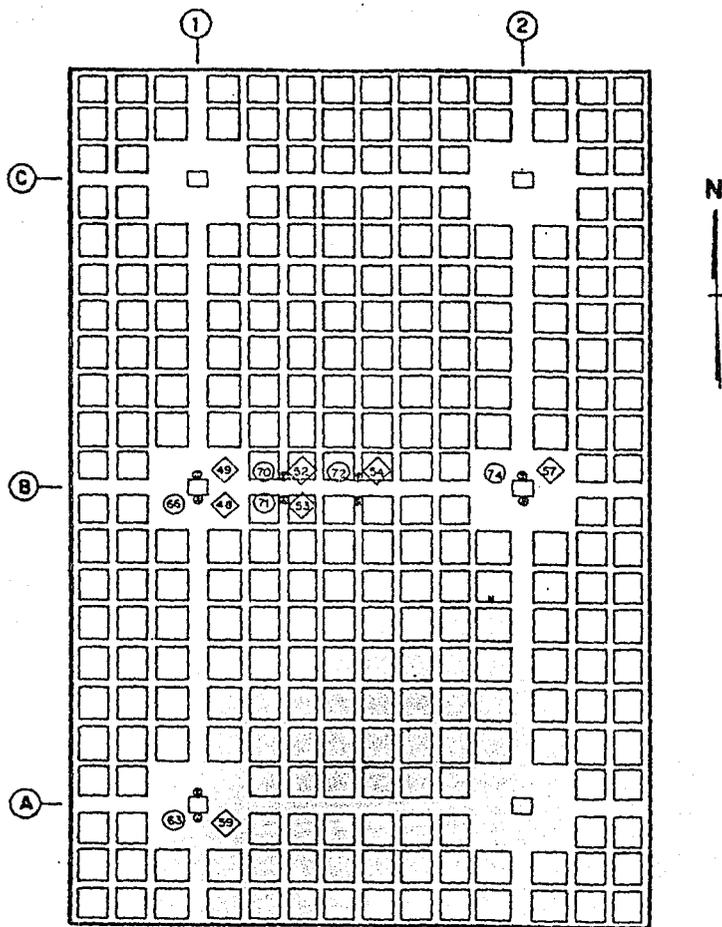
**Fig 3.10**

*Curva esfuerzo-deformación de varilla  $\phi$  5/16 plg*



**Fig 3.11**

*Curva esfuerzo-deformación de alambre galvanizado, diámetro 3.2 mm*

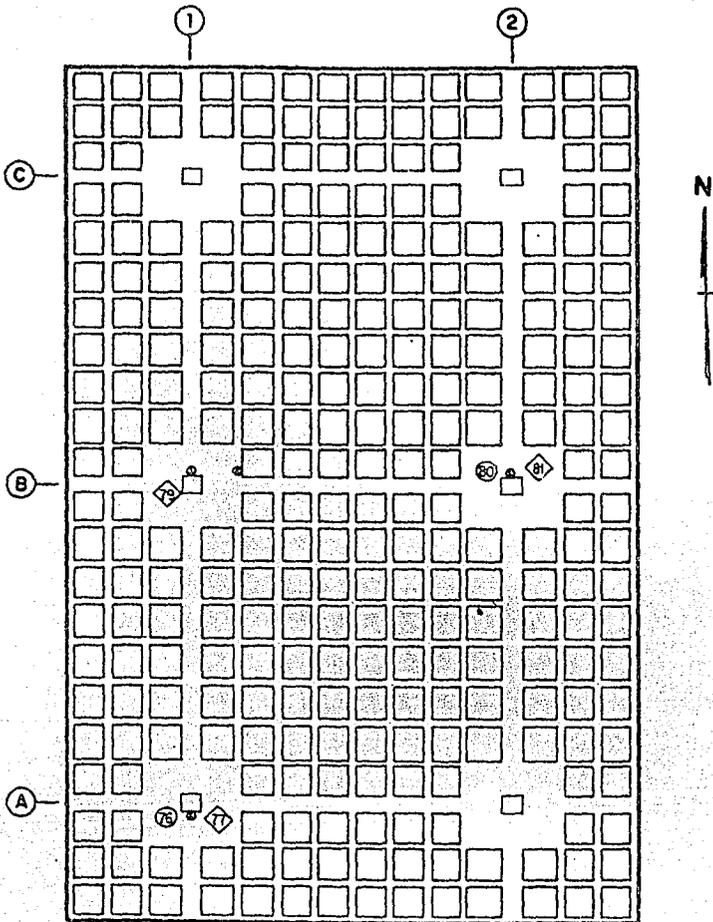


- ⊙ 67 Número de deformímetro en lecho inferior
- ◇ 49 Número de deformímetro en lecho superior
- ⊙ Posición de deformímetro

a) Losa primer nivel, refuerzo lecho superior e inferior.

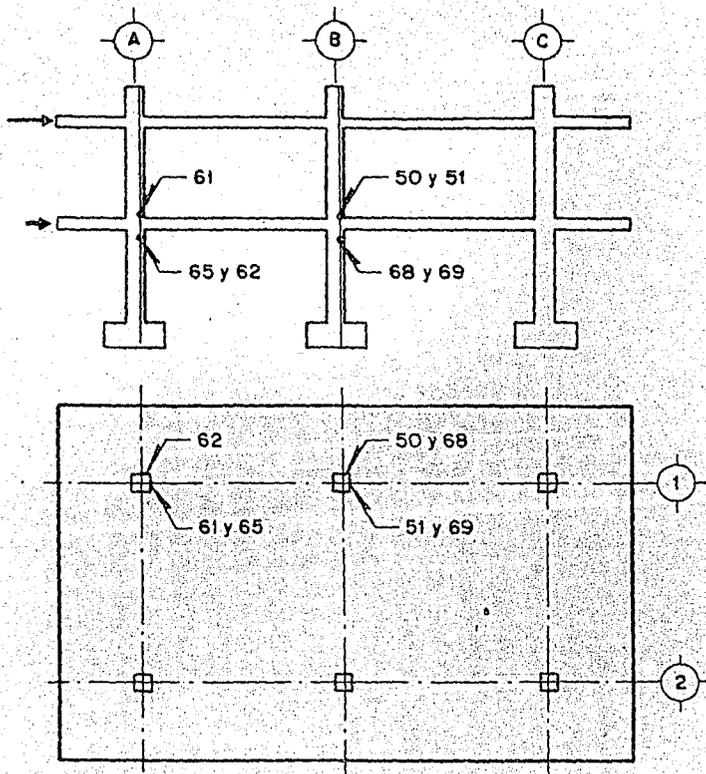
Fig 3.12

Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal de losa



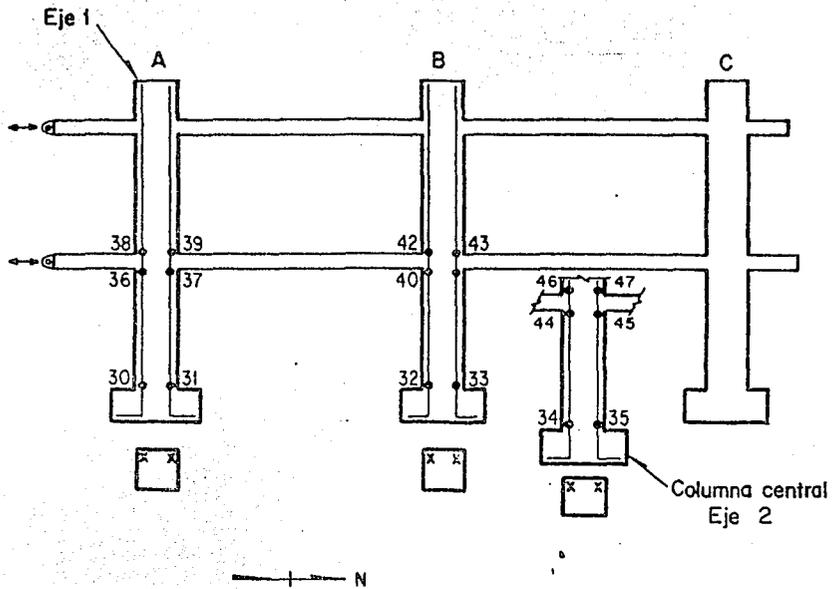
- 78 Número de deformímetro en lecho inferior
- ◇ 79 Número de deformímetro en lecho superior
- Posición de deformímetro

b) Losa segundo nivel, refuerzo lecho superior e inferior .



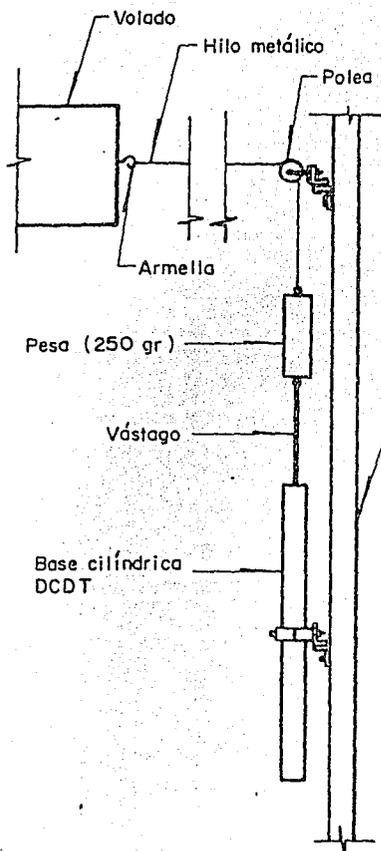
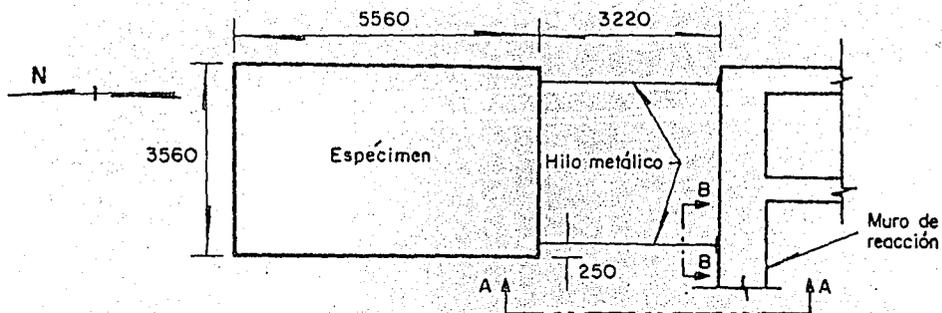
**Fig 3.13**

**Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal de columnas del espécimen original.**

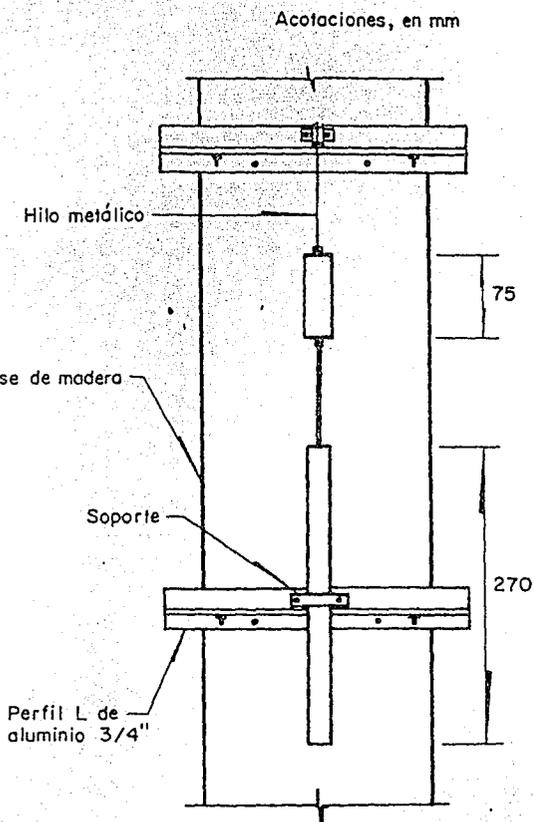


**Fig 3.14**

*Ubicación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal en encamisado de columnas.*



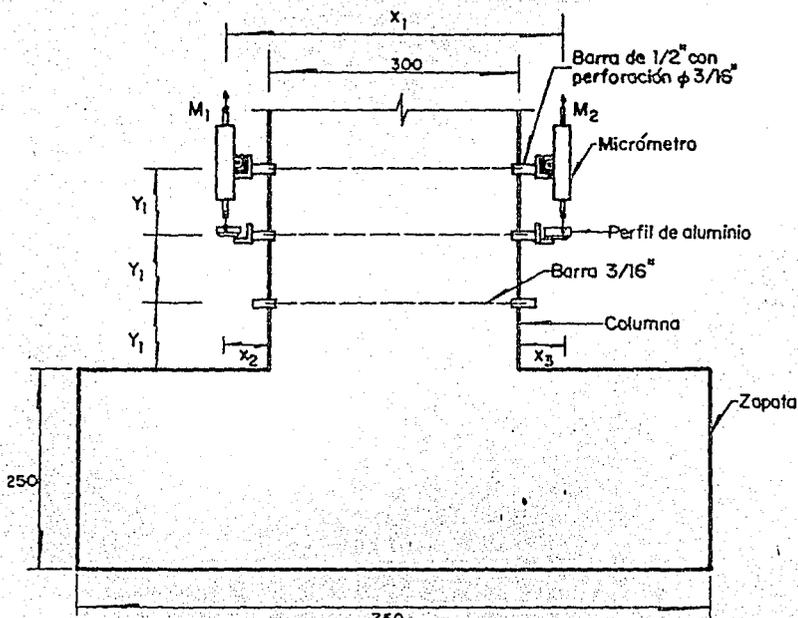
CORTE A-A



CORTE B-B

**Fig 3.15**

**Instrumentación de medidores eléctricos de desplazamientos (DCDT)**

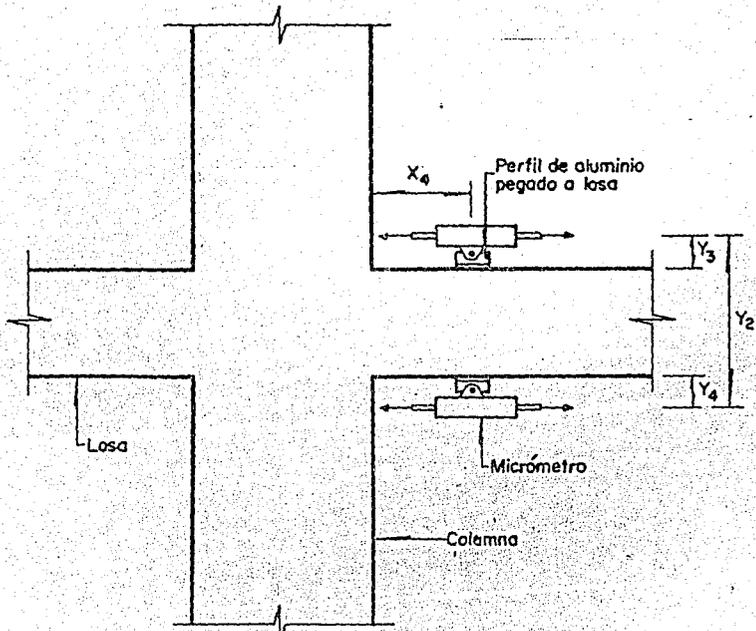


- $M_1$  = Lectura micrómetro i
- $Y_1$  = 82 mm
- $X_1$  = 408 mm
- $X_2$  = 54 mm
- $X_3$  = 54 mm

$$\text{Curvatura} = \frac{M_1 - M_2}{X_1 Y_1}$$

Anotaciones en mm

**Fig 3.16**  
**Instrumentación del sistema de medición de curvaturas en columna**



$$\text{Curvatura} = \frac{M_2 - M_1}{Y_2 \cdot X_4}$$

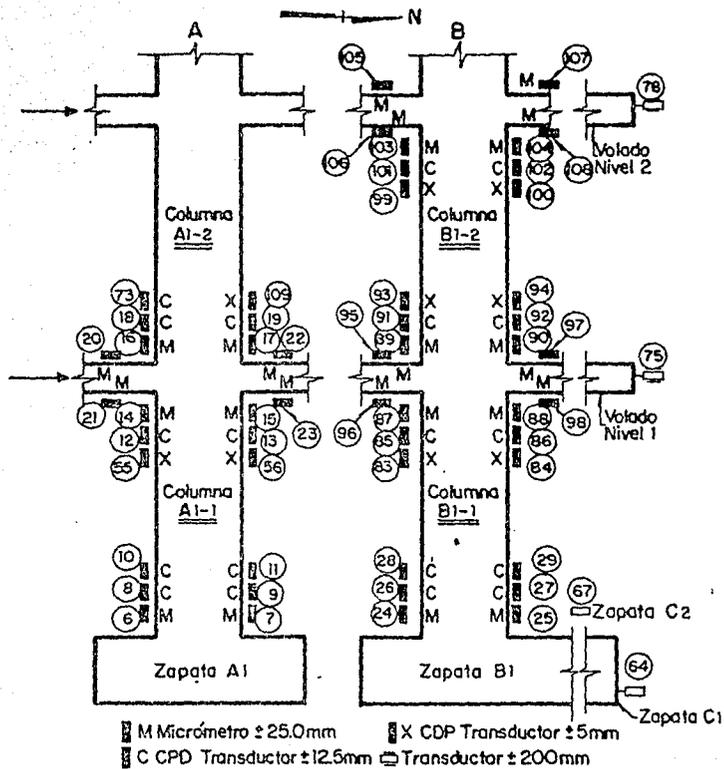
$M_1$  = Lectura micrómetro  $i$

$Y_2$	$X_4$	$Y_3$	$Y_4$
168	100	31	31

Acotaciones, en mm

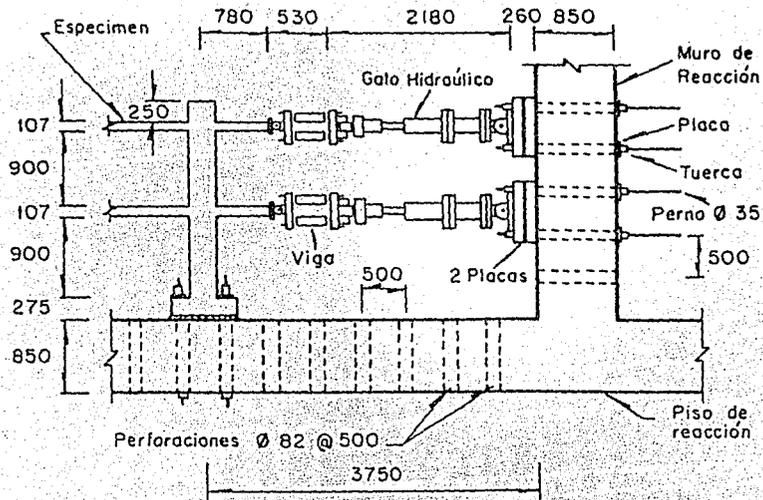
Fig 3.17

Instrumentación del sistema de medición de curvaturas en losas

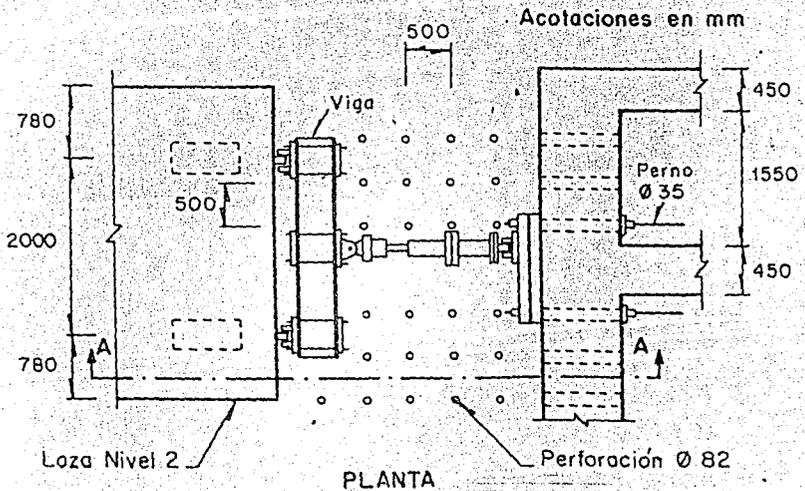


**Fig 3.18**

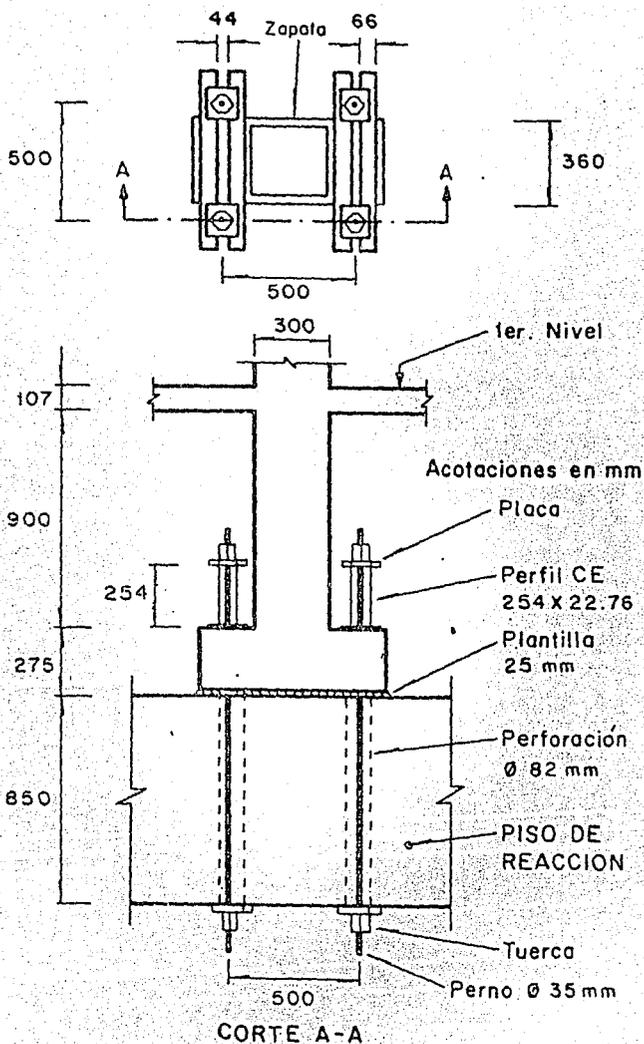
**Instrumentación para medir curvaturas y desplazamientos laterales del espécimen**



CORTE A-A



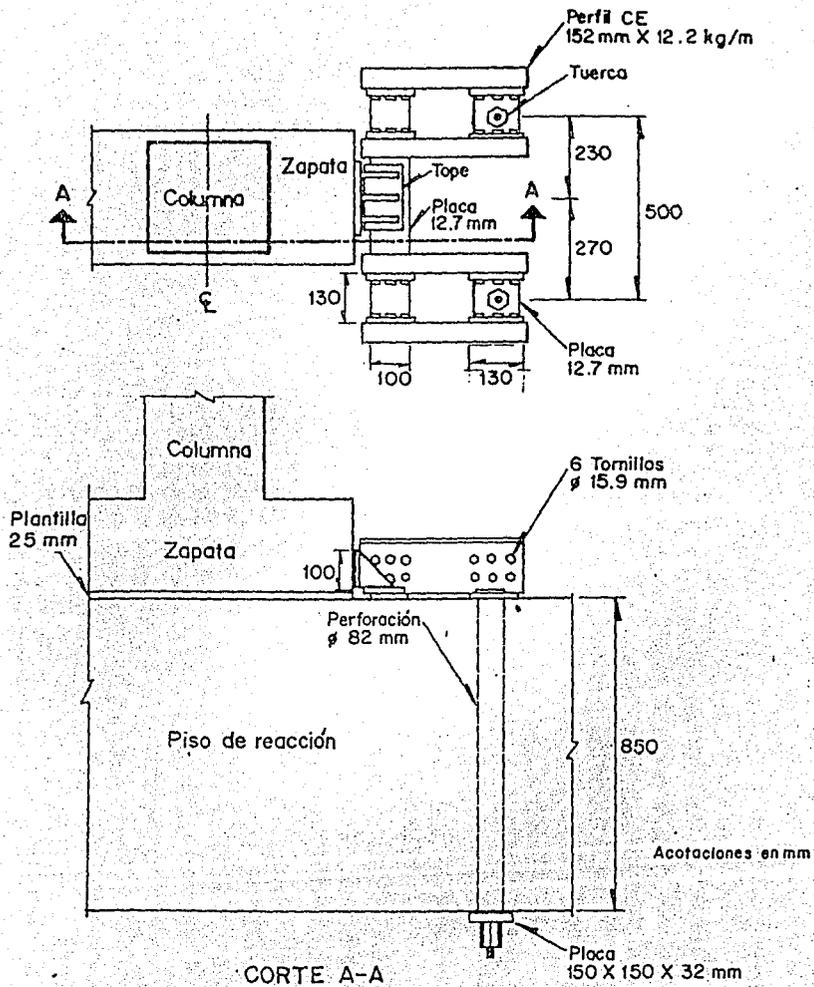
**Fig 3.19**  
**Sistema de aplicación de cargas laterales**



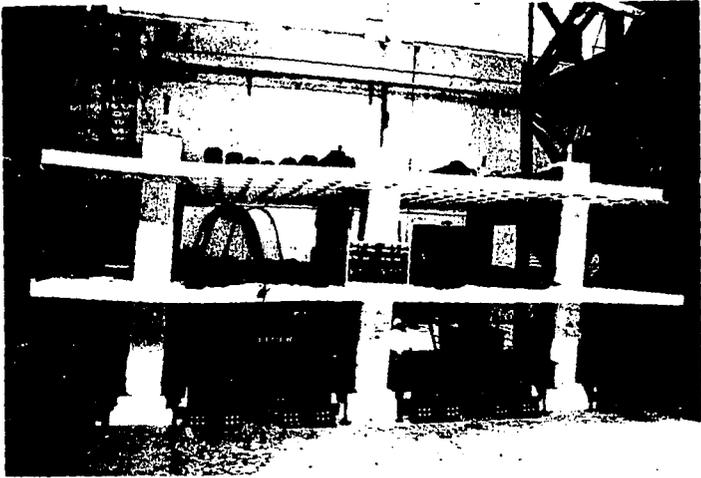
a) Elementos de acero para evitar giro de zapatas

Fig 3.20

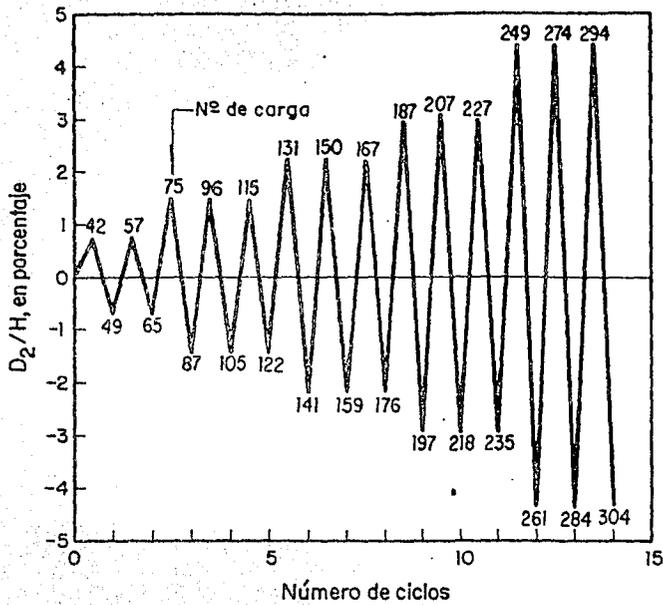
Sistema de fijación del espécimen al piso de reacción



**b) Elementos de acero para evitar desplazamientos laterales de las zapatas**

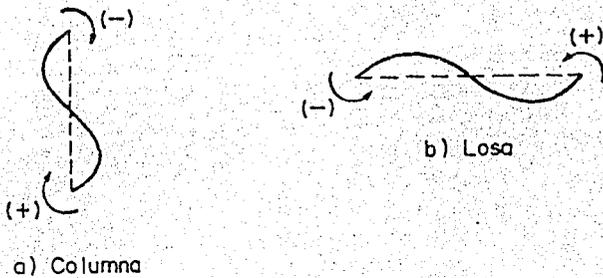


**Fig 3.21**  
**Vista general del espécimen y marco de carga**

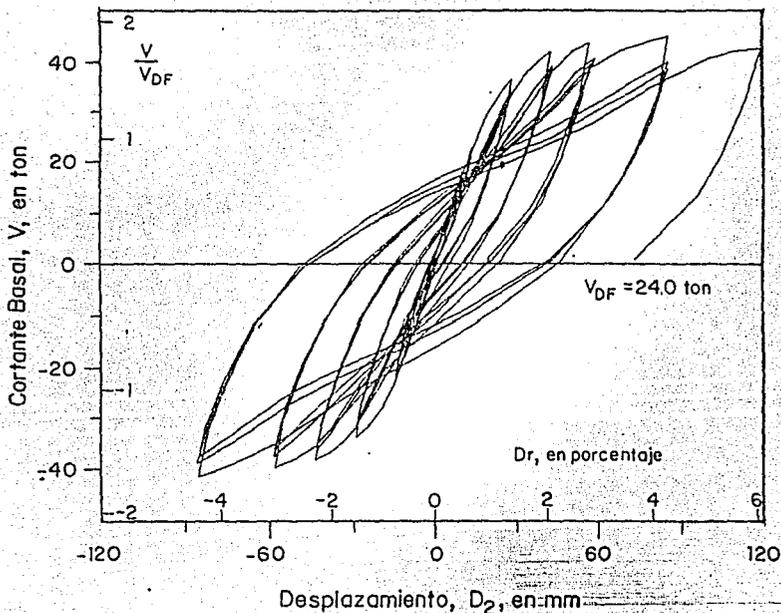


**Fig 3.22**

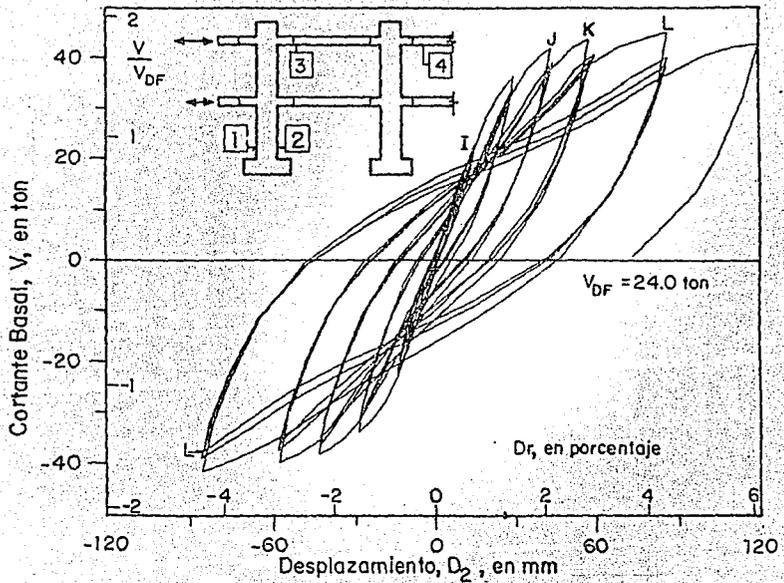
***Historia de ciclos de carga lateral aplicados al espécimen***



**Fig 4.1**  
**Convención de signos para curvaturas.**

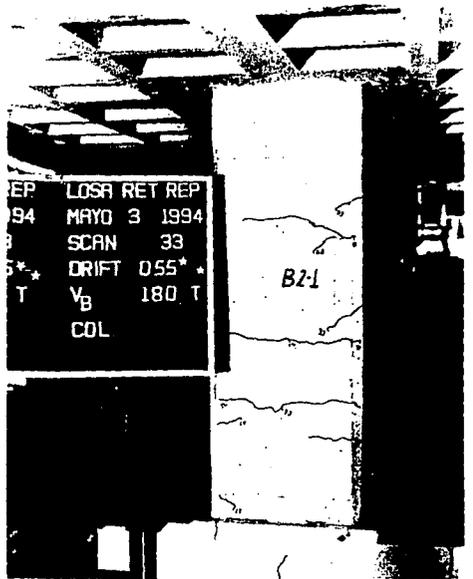


**Fig 4.2**  
**Ciclos carga lateral-desplazamiento obtenidas en el espécimen**

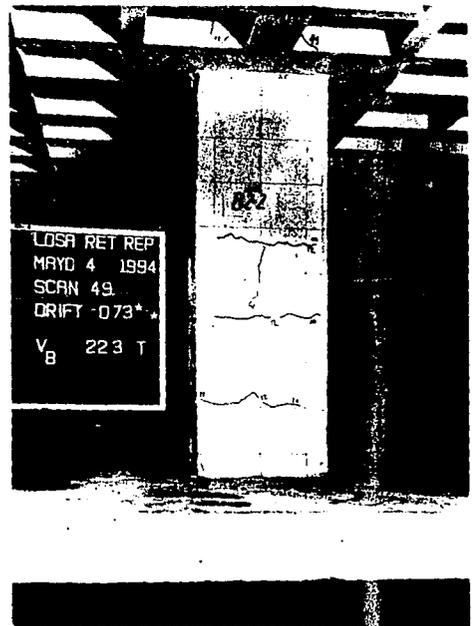


- I - Primera fluencia en columna [1]
- J - Desprendimiento de concreto en columna [2]
- K - Desprendimiento de concreto y pandeo de refuerzo lecho inferior de nervadura [3]
- L - Pandeo de refuerzo lecho inferior en nervaduras [4]

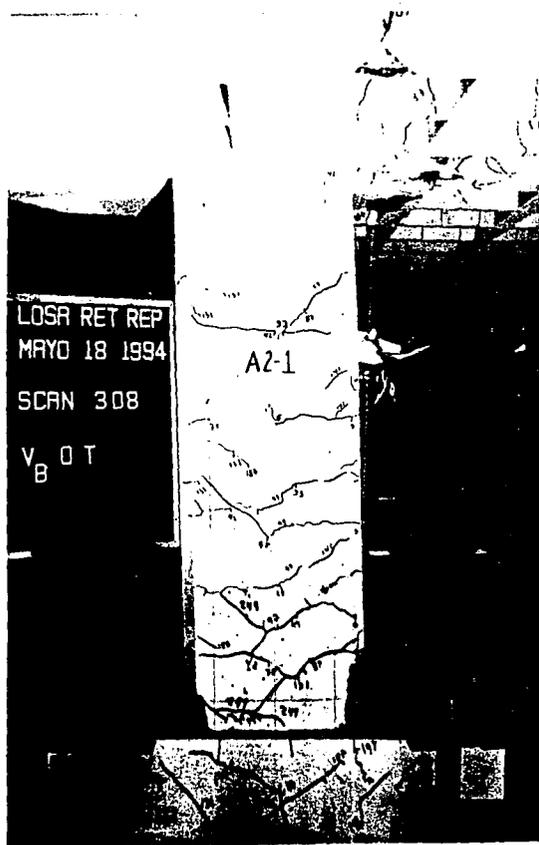
**Fig 4.3**  
**Eventos observados en el ensayo del espécimen**



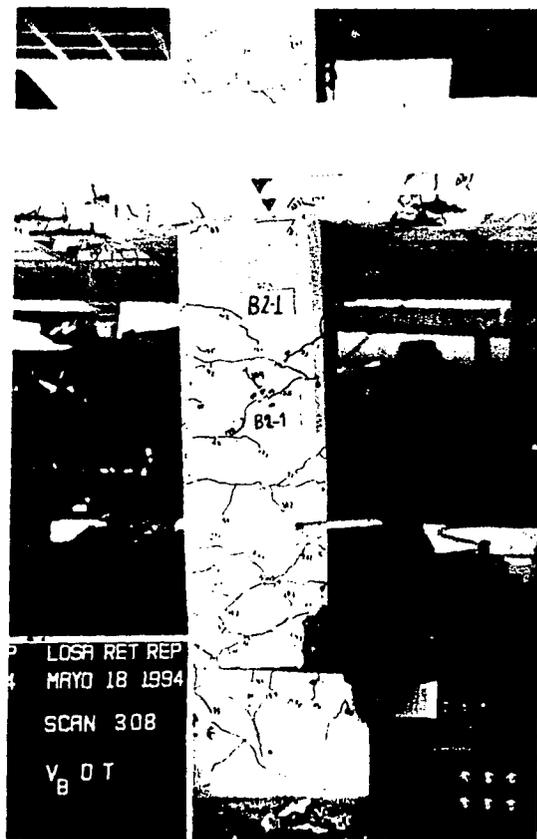
**Fig 4.4**  
**Agrietamiento inicial en columna B2-1**



**Fig 4.5**  
**Agrietamiento inicial en columna B2-2**



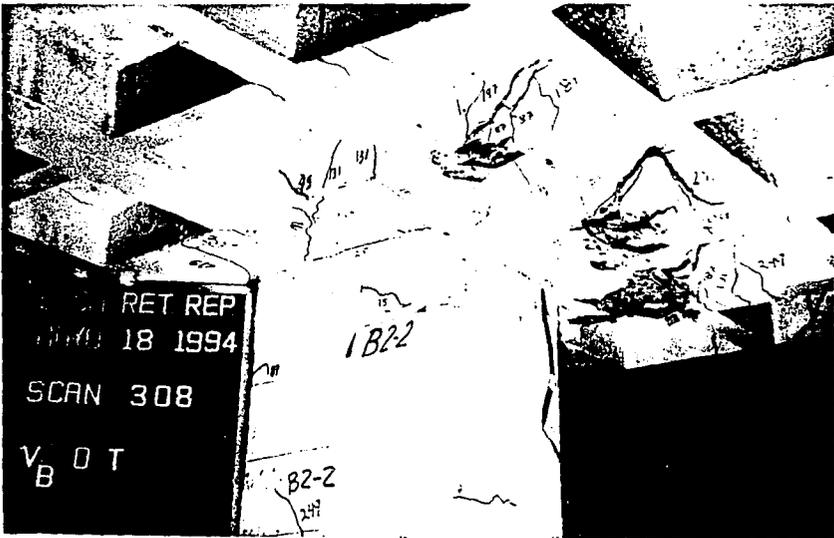
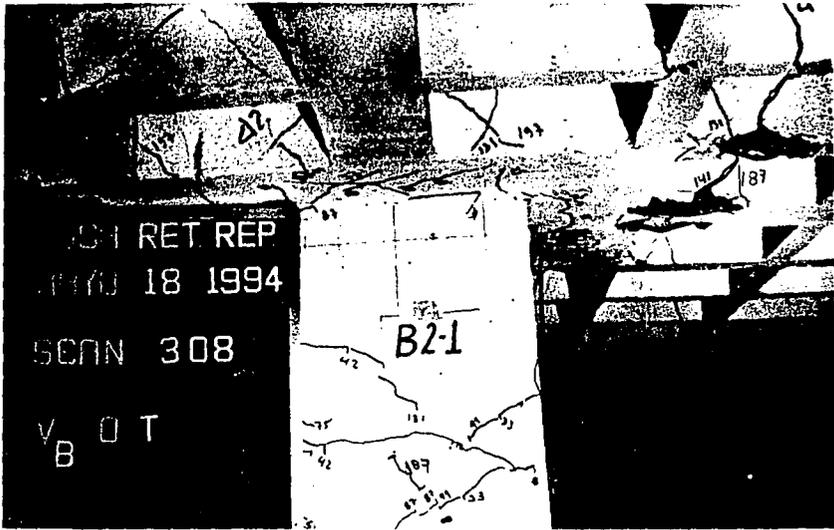
a) Columna A2-1



b) Columna B2-1

**Fig 4.6**

***Daños en columnas de planta baja al finalizar el ensaye***



**Fig 4.7**

***Daños en nervaduras y zona maciza de losas del primer y segundo nivel en zona de columna B2: a) Columna B2-1, b) Columna B2-2***



**Fig 4.8**

**Daño en nervaduras y zona maciza de losa del segundo nivel en zona de columna C1.**



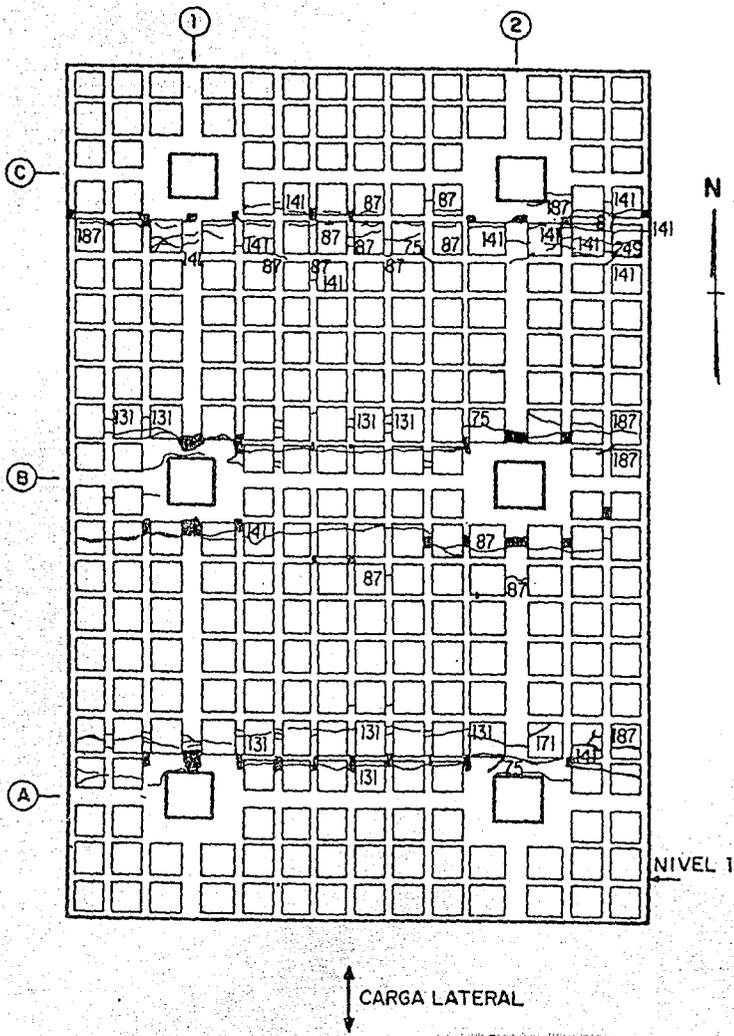
**Fig 4.9**

***Línea de fluencia negativa en losa del segundo nivel al finalizar el ensaye.***



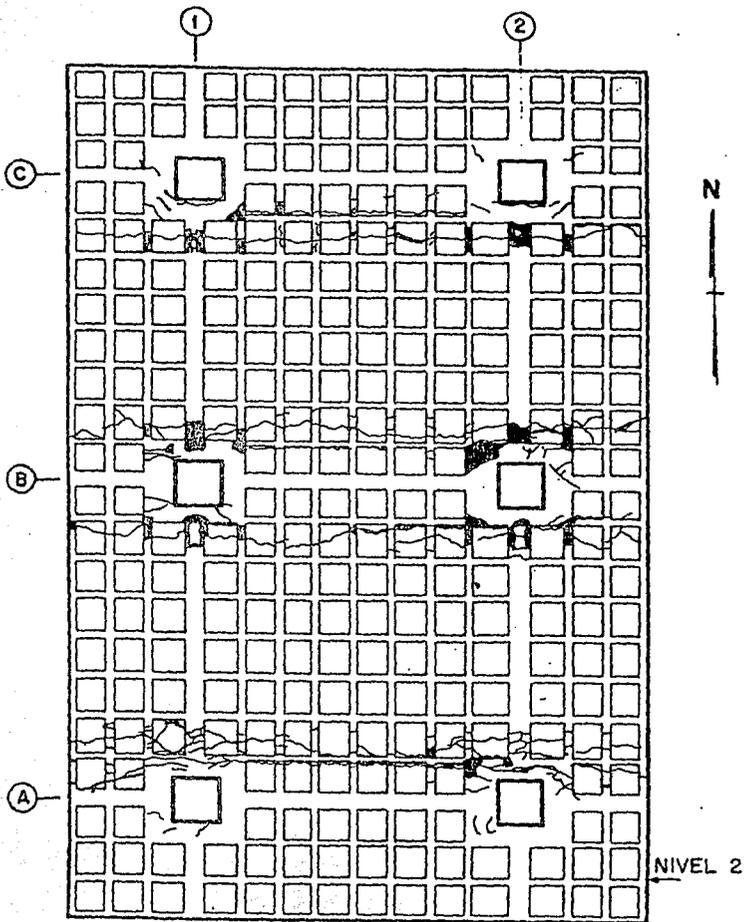
**Fig 4.10**

***Daño en losa del segundo nivel al finalizar el ensaye***



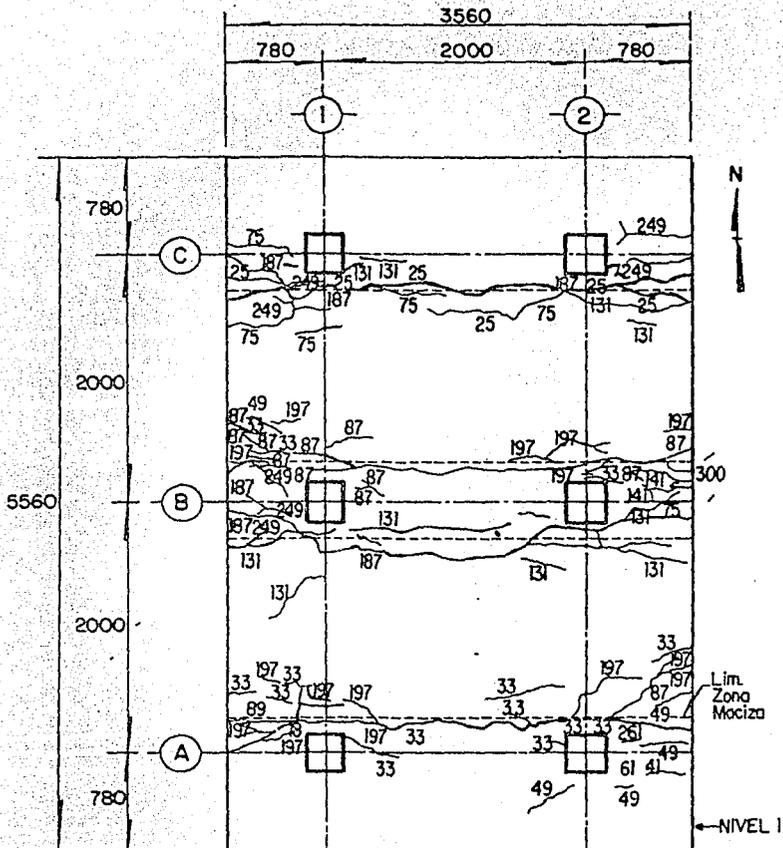
a) Cara inferior de losa del primer nivel

Fig 4.11  
 Agrietamiento y daño observados al finalizar el ensaye



b) Cara inferior de losa del segundo nivel

Continuación fig 4.11

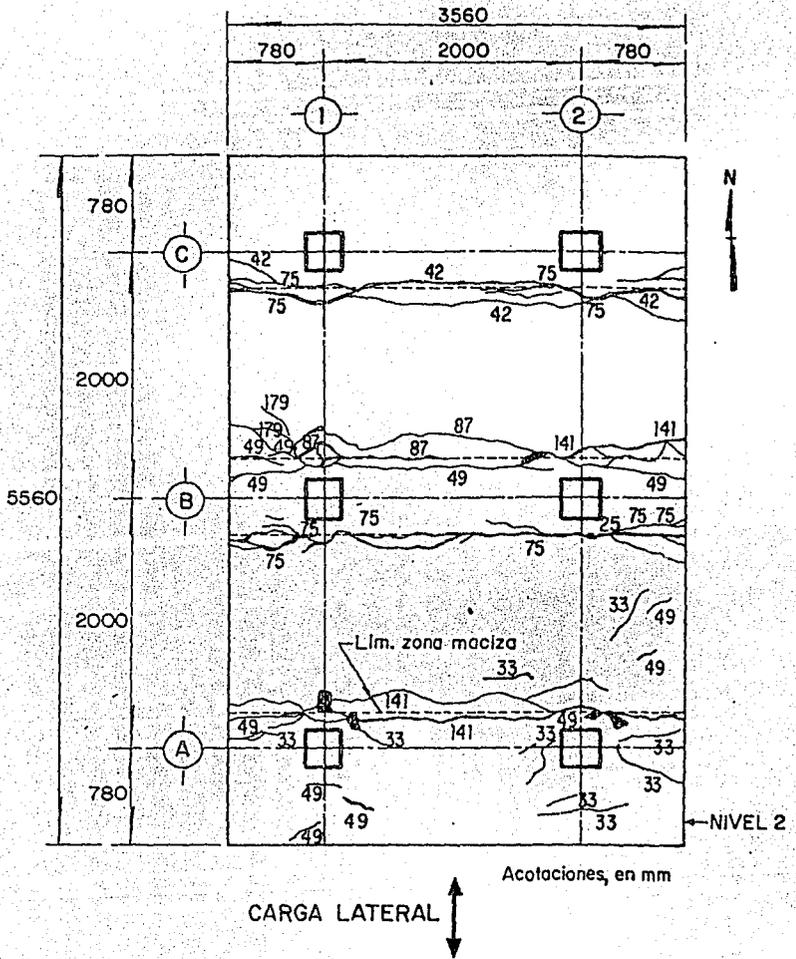


Acolaciones, en mm

CARGA LATERAL



c) Cara superior de losa del primer nivel



d) Cara superior de losa del segundo nivel

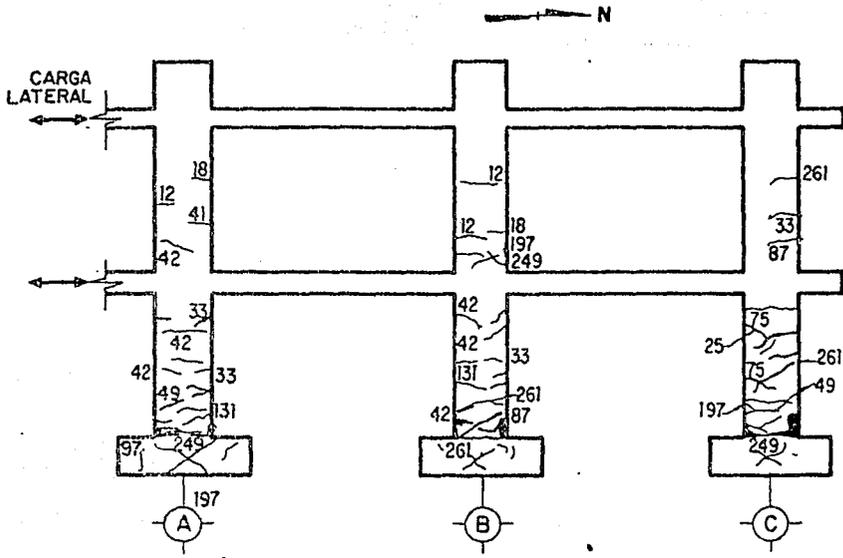
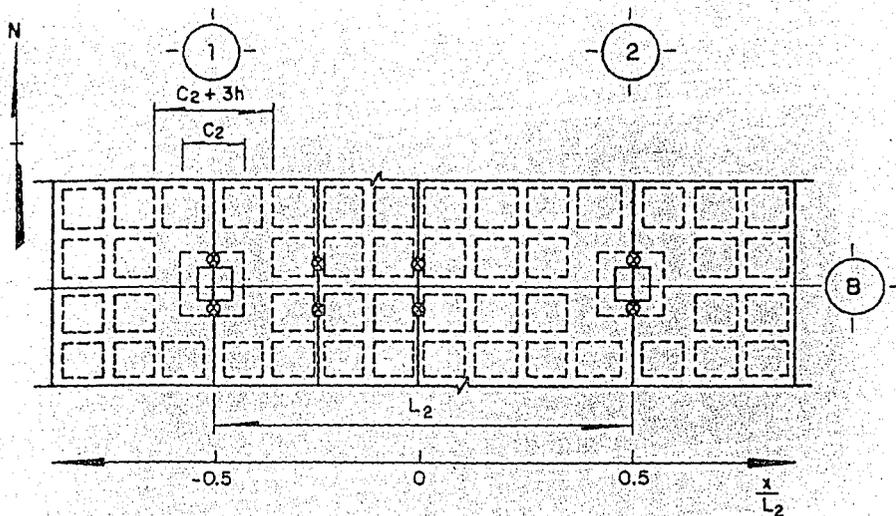


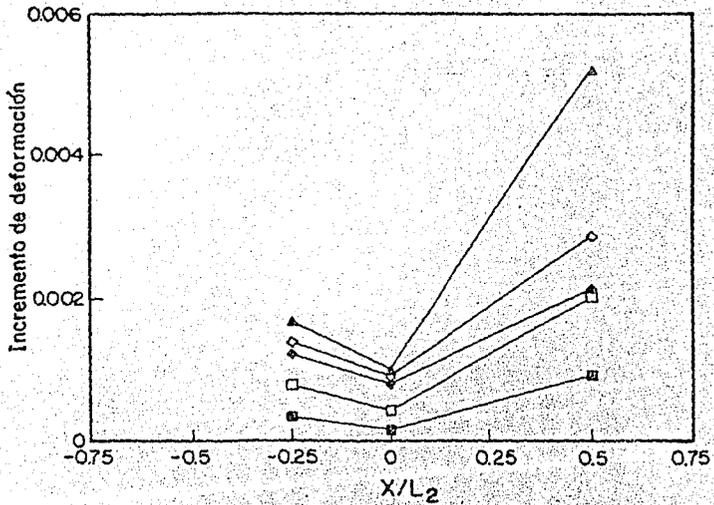
Fig 4.12

Agrietamientos y daños observados al finalizar el ensaye en el eje de columnas (2) del espécimen



**Fig 4.13**

**Refuerzo longitudinal instrumentado a cada lado del eje B de losa del primer nivel**

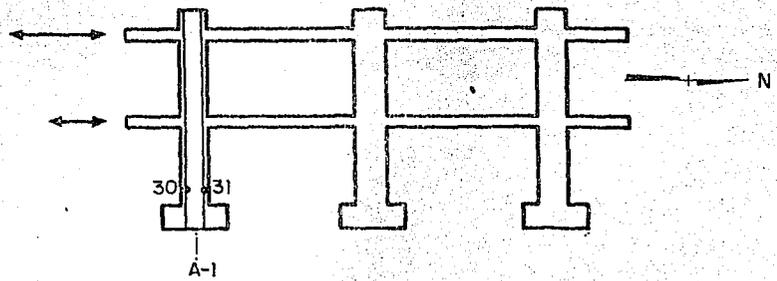
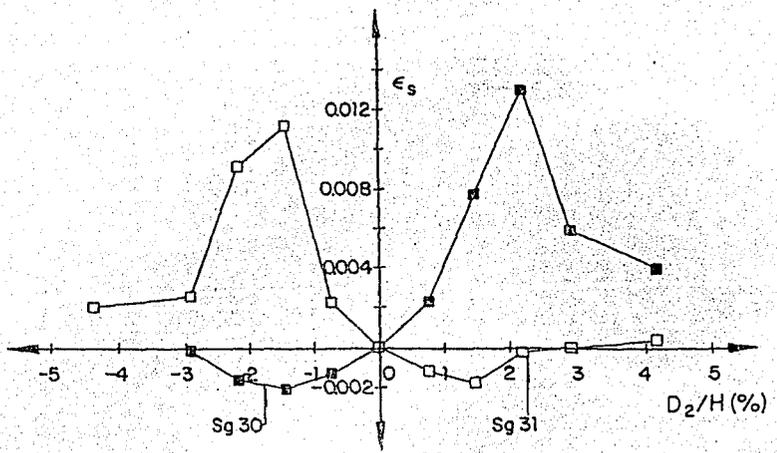


■ Dr=0.7%      □ Dr=1.5%      ◆ Dr=2.2%  
 ◇ Dr=2.9%      ▲ Dr=4.4%

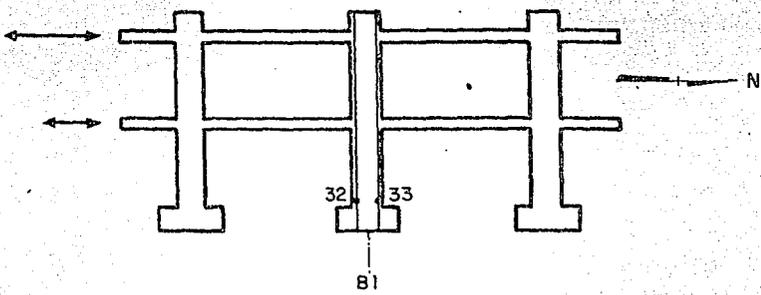
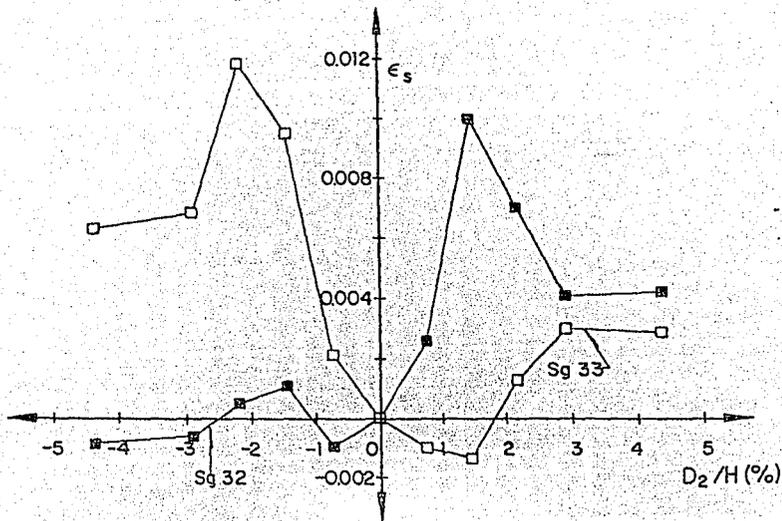
a) Refuerzo lecho inferior. Sección norte

**Fig 4.14**

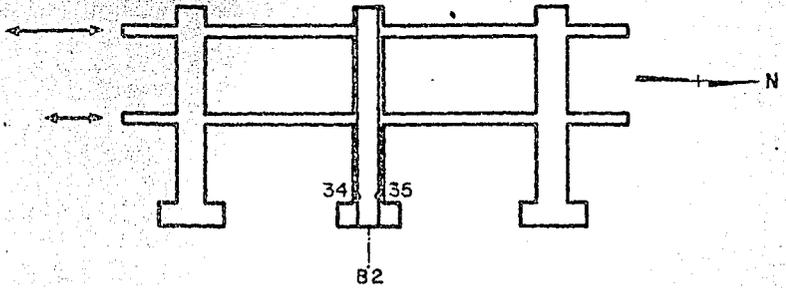
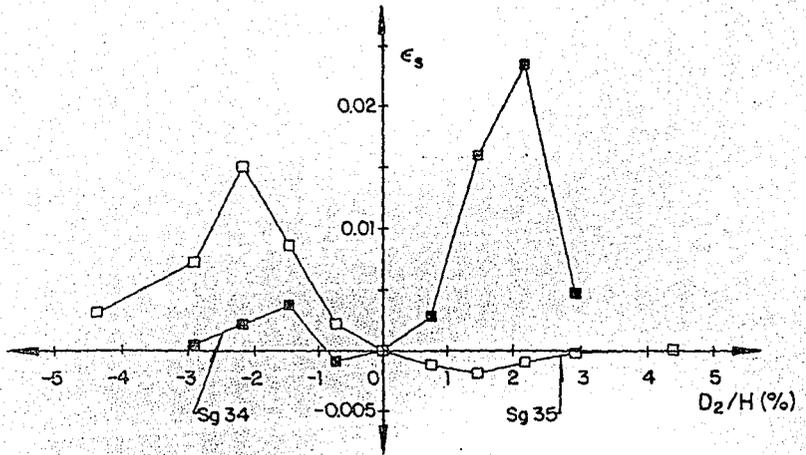
**Distribución de deformaciones en el refuerzo longitudinal; lecho inferior, en la sección norte del eje B**



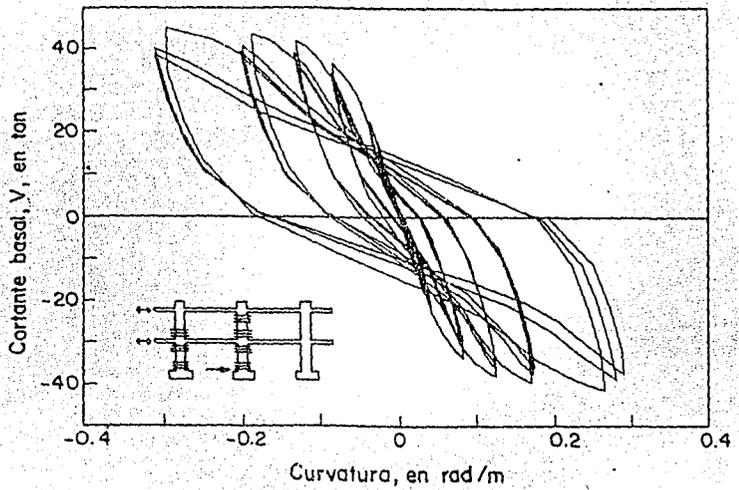
**Fig 4.15**  
**Deformaciones medidas en los deformímetros No 30 y 31 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna A1**



**Fig 4.16**  
 Deformaciones medidas en los deformímetros No 32 y 33 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna B1

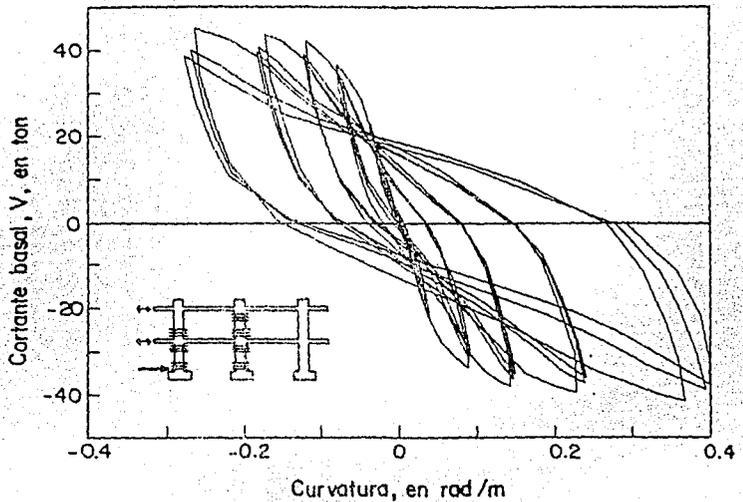


**Fig 4.17**  
 Deformaciones medidas en los deformímetros No 34 y 35 instrumentados en el refuerzo longitudinal de columna B2



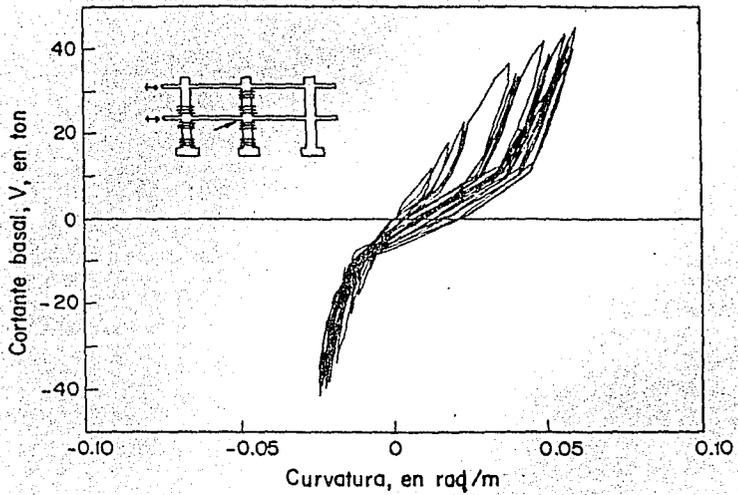
**Fig 4.18**

**Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la columna B1, primer nivel, en la sección instrumentada más cercana a la zapata**



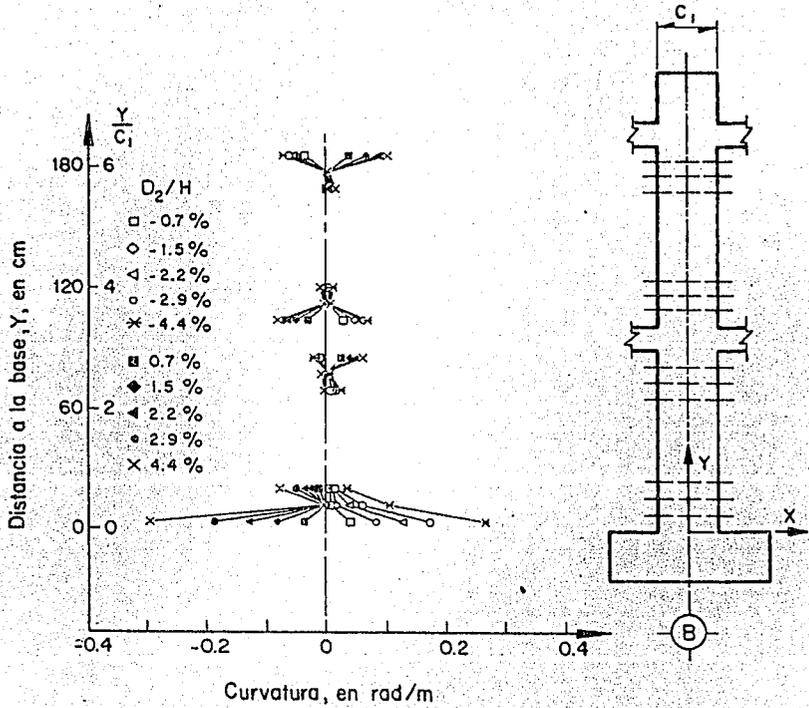
**Fig 4.19**

**Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la columna A1, primer nivel, en la sección instrumentada más cercana a la zapata**

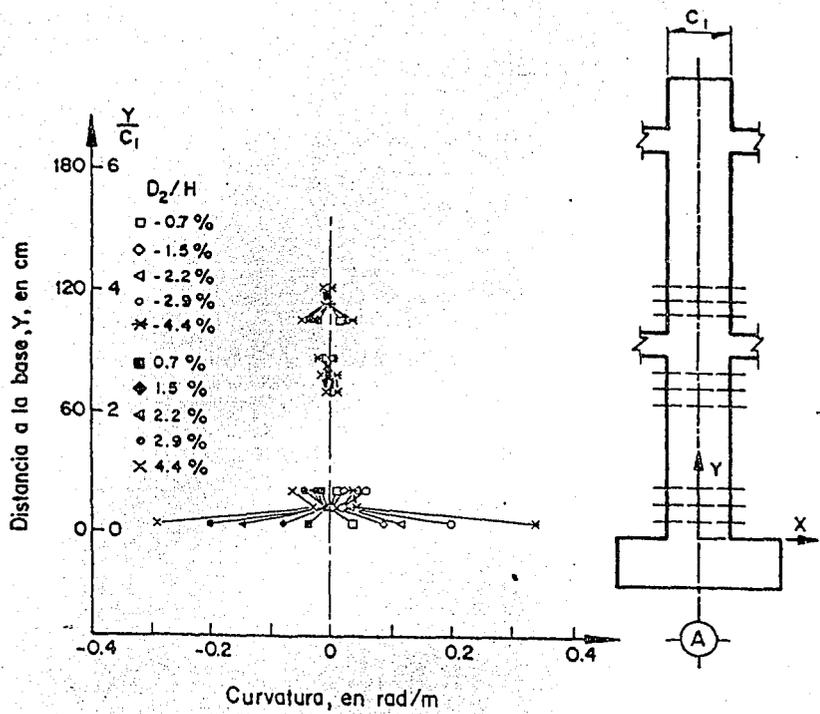


**Fig 4.20**

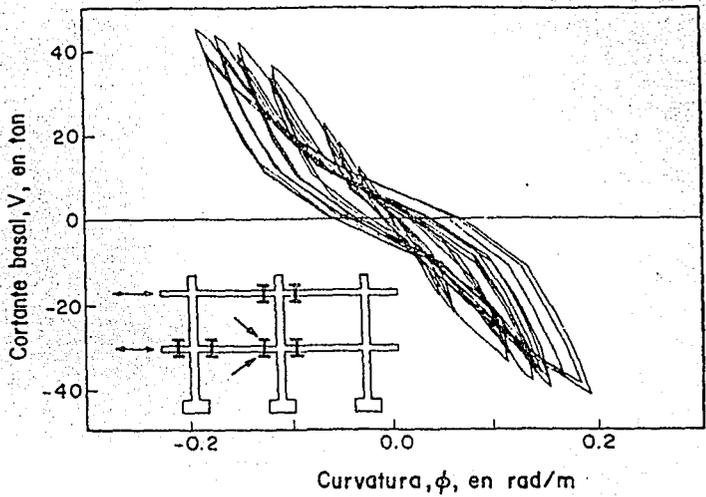
**Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en la columna B1, primer nivel, en la sección instrumentada en la sección más cercana a la losa**



**Fig 4.21**  
**Curvaturas máximas medidas en la columna B1**

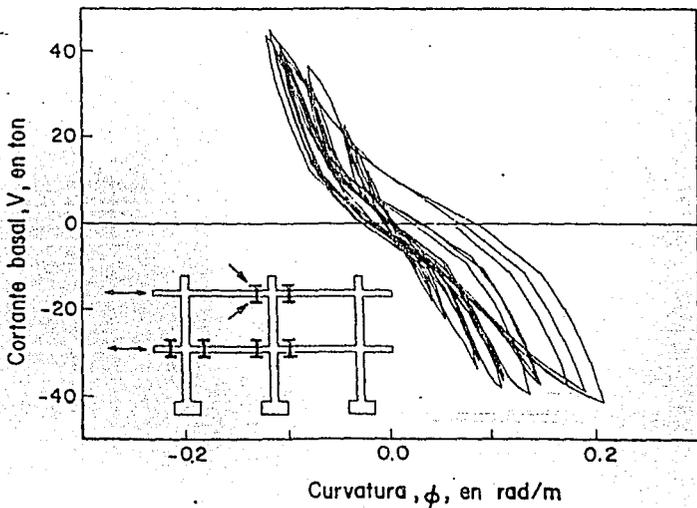


**Fig 4.22**  
**Curvaturas máximas medidas en la columna A1**



**Fig 4.23**

*Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en losa del primer nivel adyacente a la columna B1*



**Fig 4.24**

*Ciclos de histéresis cortante basal-curvatura medidos en losa del segundo nivel adyacente a la columna B1*

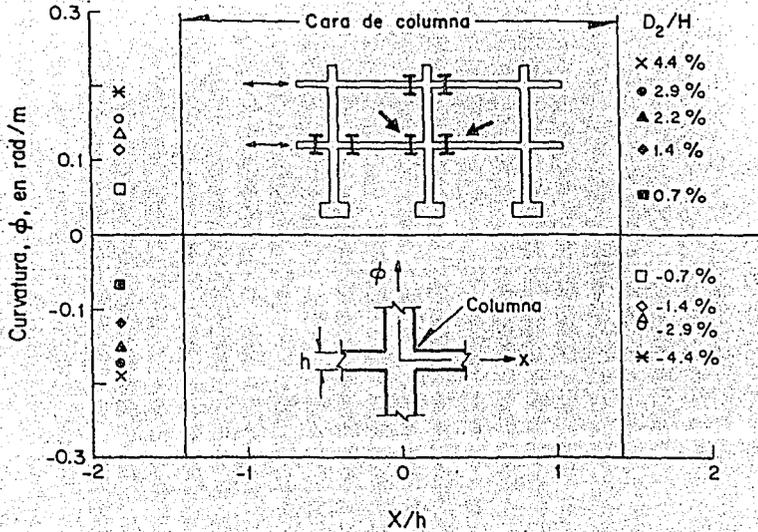


Fig 4.25

Curvaturas máximas medidas en la losa del primer nivel adyacente a la columna B1

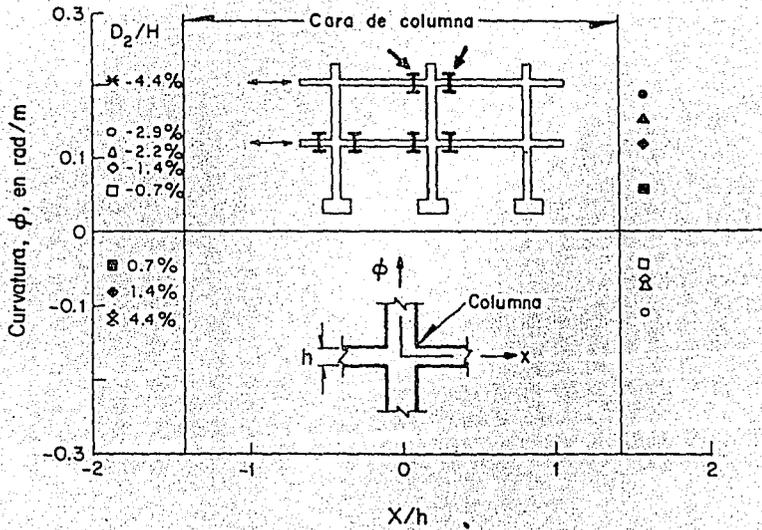


Fig 4.26

Curvaturas máximas medidas en la losa del segundo nivel adyacente a la columna B1

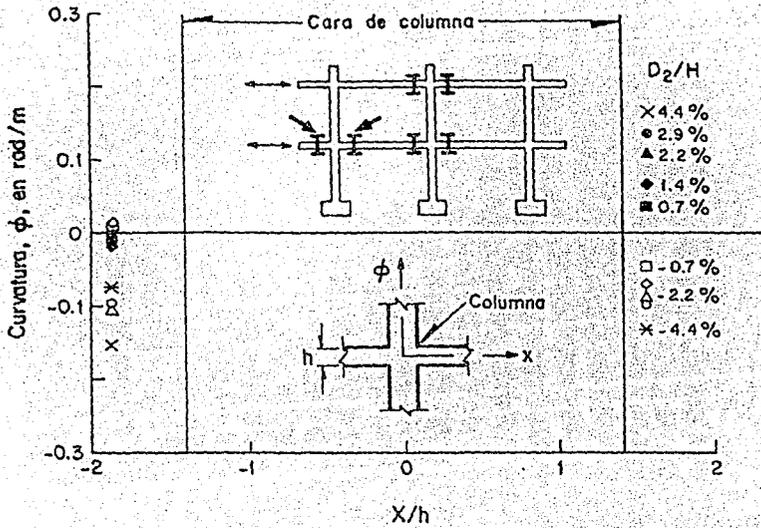
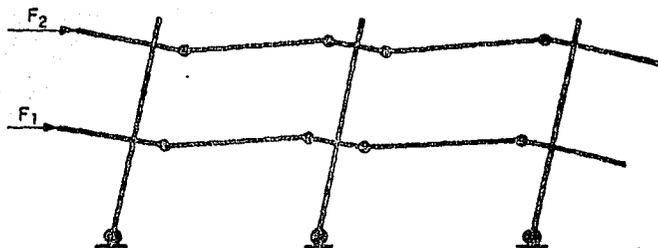
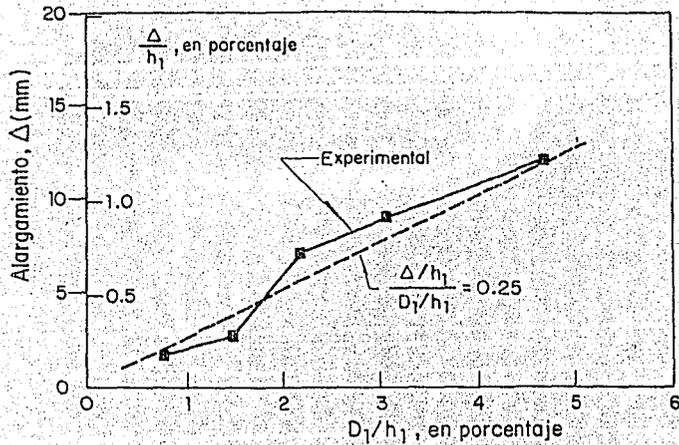


Fig 4.27

Curvaturas máximas medidas en la losa del primer nivel adyacente a la columna A1

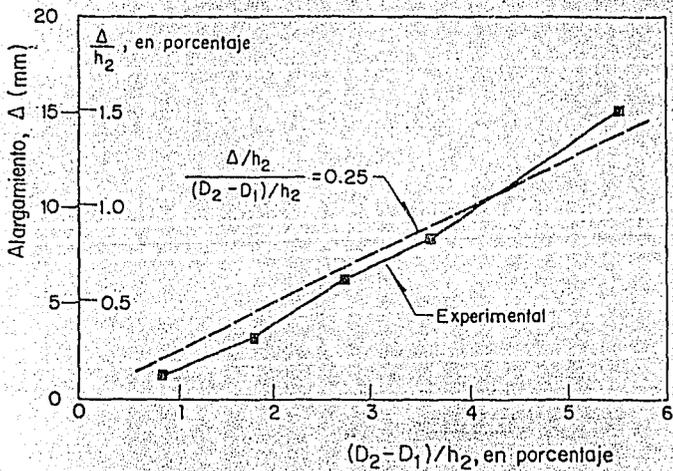


**Fig 4.28**  
**Modo de falla observado en el espécimen**



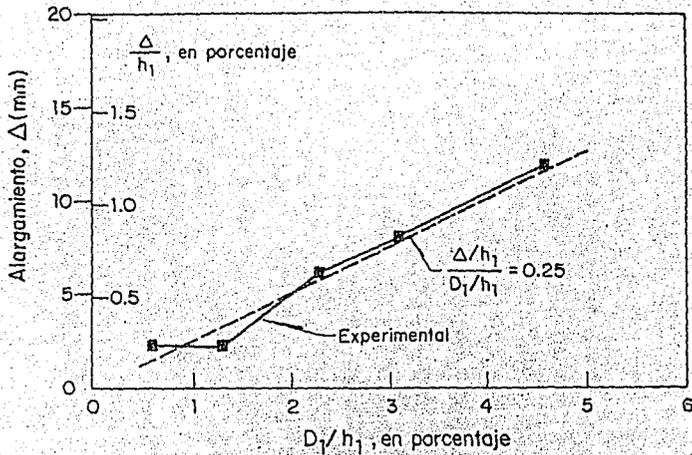
**Fig 4.29**

**Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en tensión**

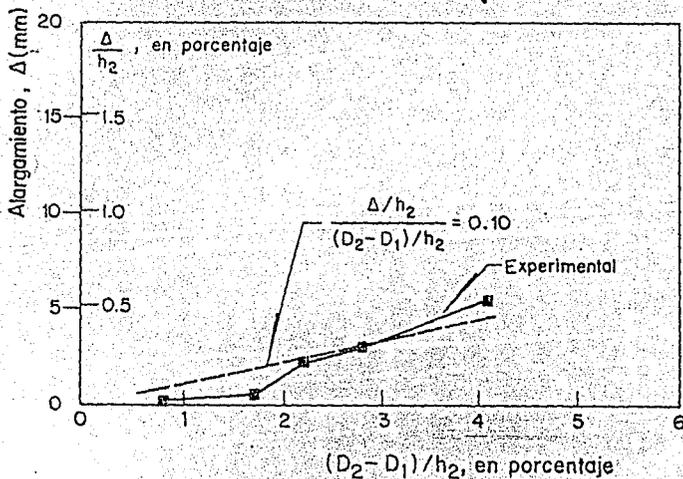


**Fig 4.30**

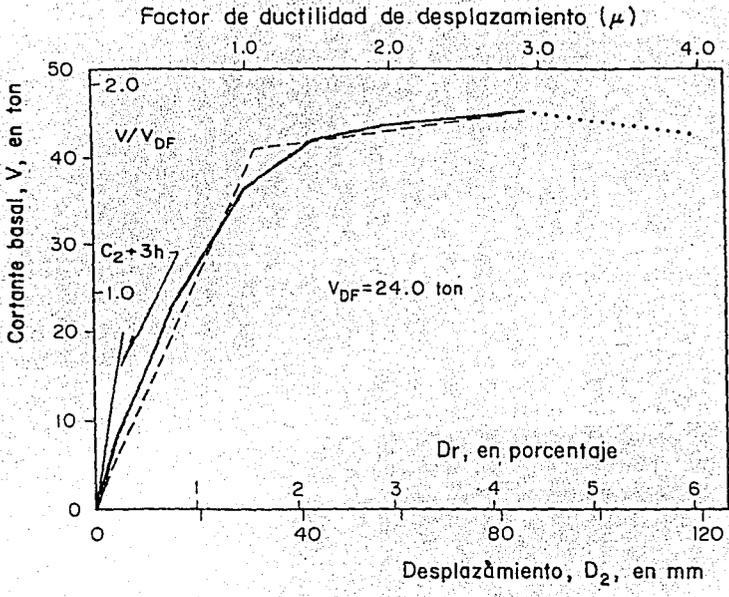
**Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en tensión**



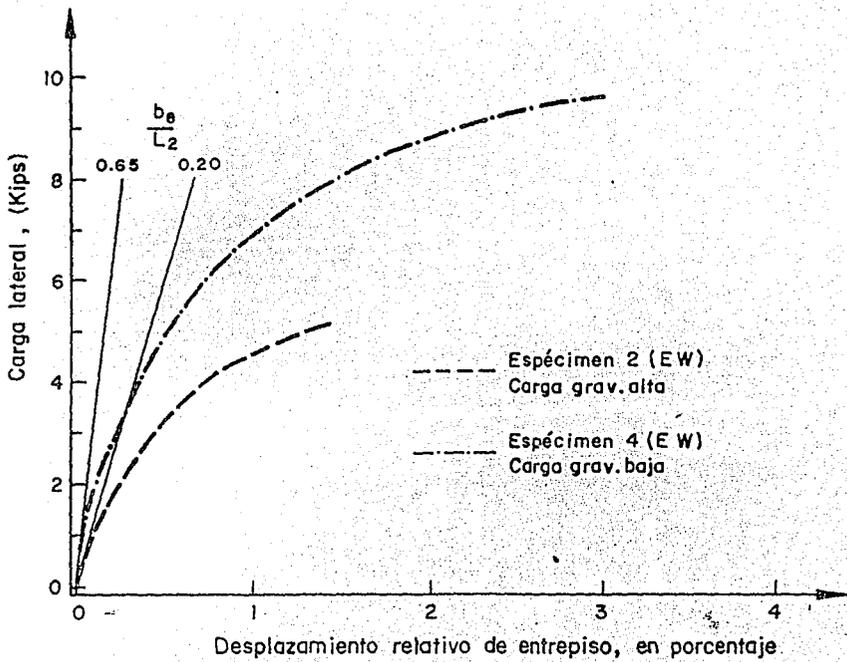
**Fig 4.31**  
 Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en compresión



**Fig 4.32**  
 Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en compresión

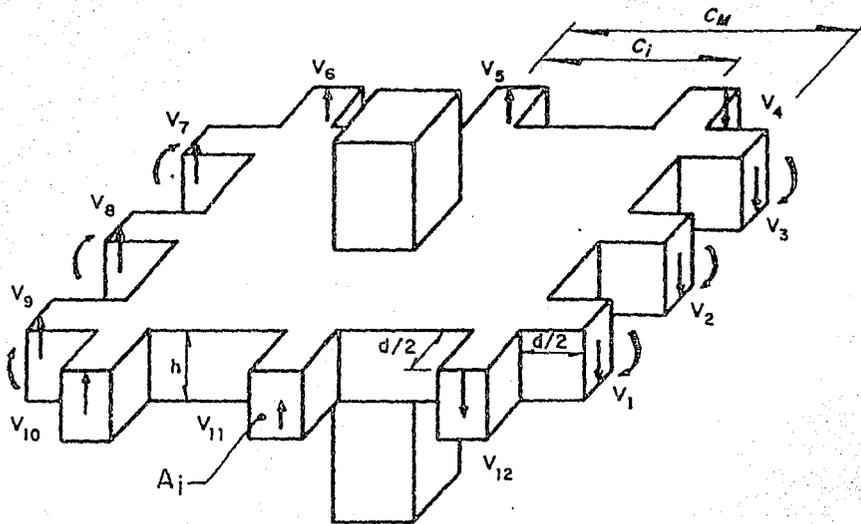


**Fig 5.1**  
**Envolventes cortante basal-desplazamiento**



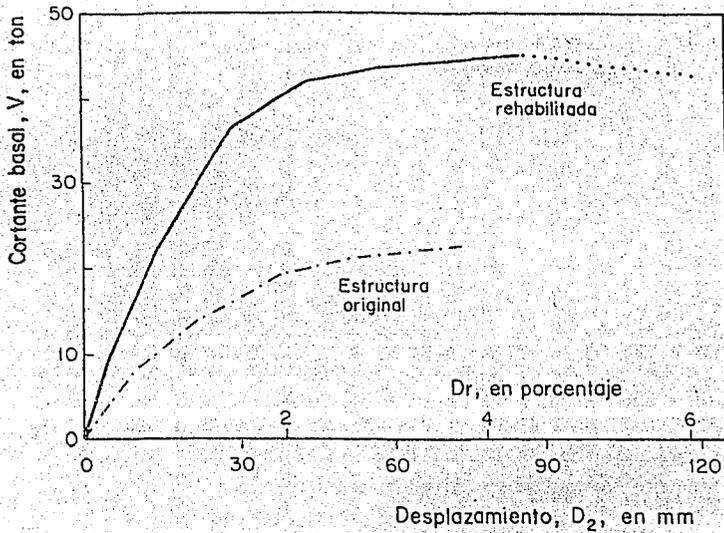
**Fig 5.2**

*Envoltentes carga lateral-desplazamiento obtenidas en ensayos de subestructuras de losa plana-columna (Pan y Moehle, 1988)*

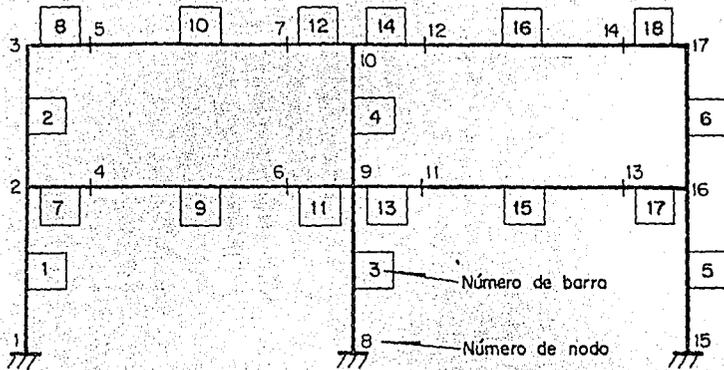


**Fig 5.3**

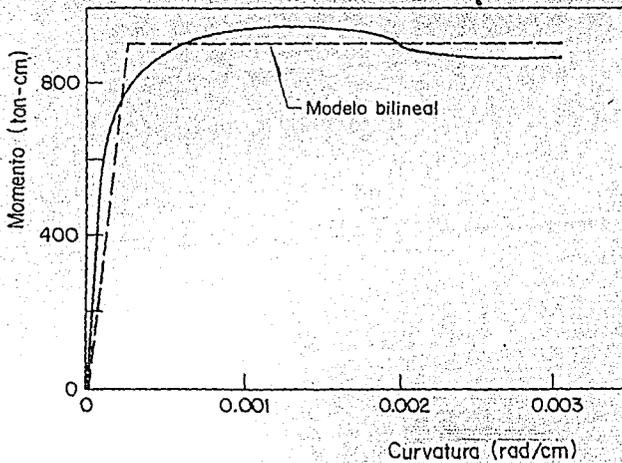
**Elementos mecánicos debidos a transmisión de momento en la sección crítica por cortante de nervaduras**



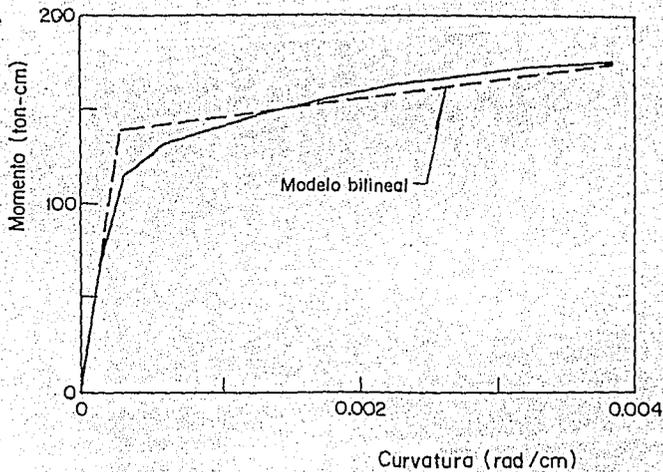
**Fig 5.4**  
**Envolturas cortante basal-desplazamiento obtenidas en la estructura original y en la rehabilitada**



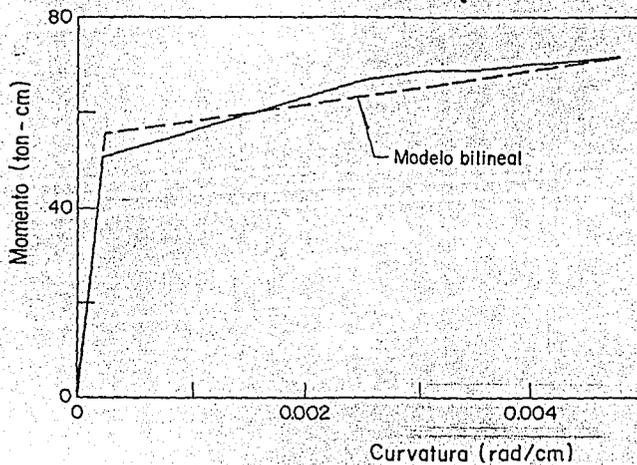
**Fig 5.5**  
**Nomenclatura de elementos para el análisis no lineal del espécimen**



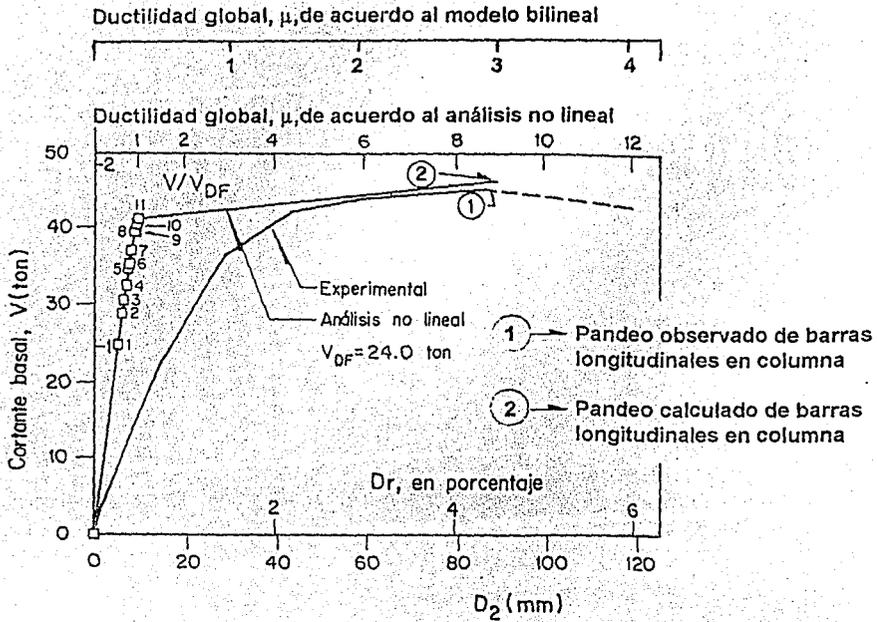
**Fig 5.6**  
**Diagrama momento-curvatura en sección típica de una columna central de planta baja del espécimen**



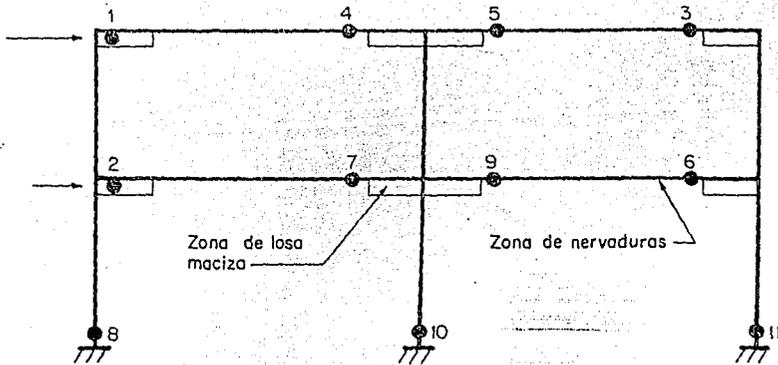
**Fig 5.7**  
**Diagrama momento-curvatura en sección de zona maciza de losa en ancho  $c_2 + 3h$ . Momento negativo**



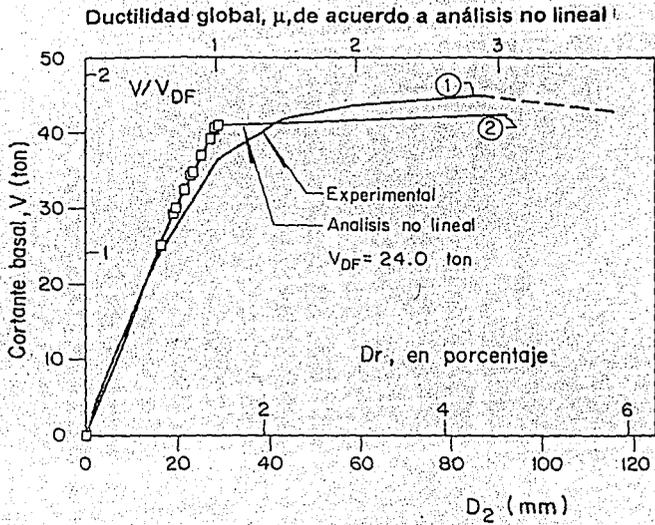
**Fig 5.8**  
**Diagrama momento-curvatura en sección de zona maciza de losa en ancho  $c_2 + 3h$ . Momento positivo**



**Fig 5.9**  
*Envolturas cortante basal-desplazamiento obtenidas de un análisis no lineal y de ensayos del espécimen*



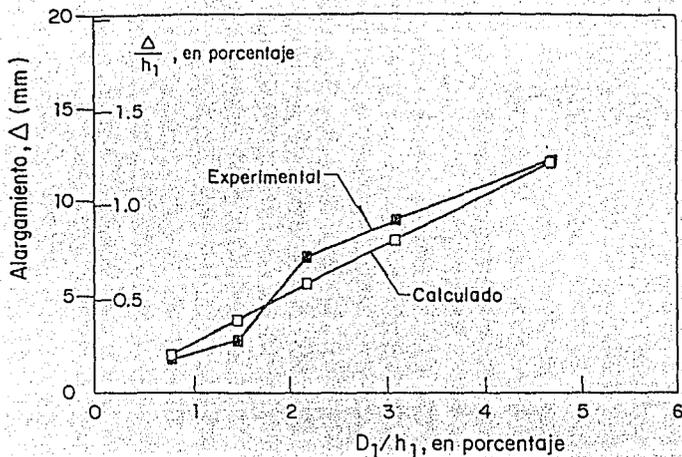
**Fig 5.10**  
*Orden de aparición de líneas de fluencia en losas y articulaciones plásticas en columnas obtenido de acuerdo a un análisis no lineal*



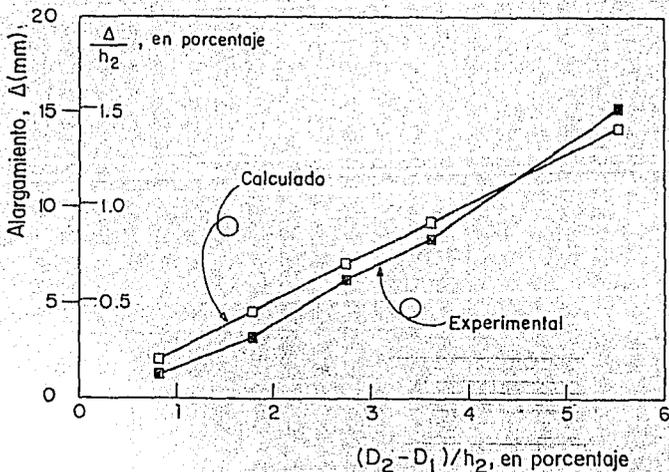
- ① → Pandeo observado de barras longitudinales en columna
- ② → Pandeo calculado de barras longitudinales en columna

**Fig 5.11**

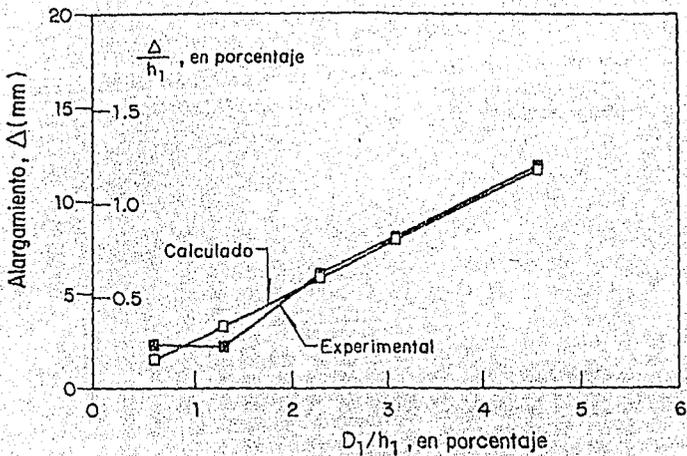
**Envolventes cortante basal - desplazamiento obtenidas de un análisis no lineal y de ensayos del espécimen**



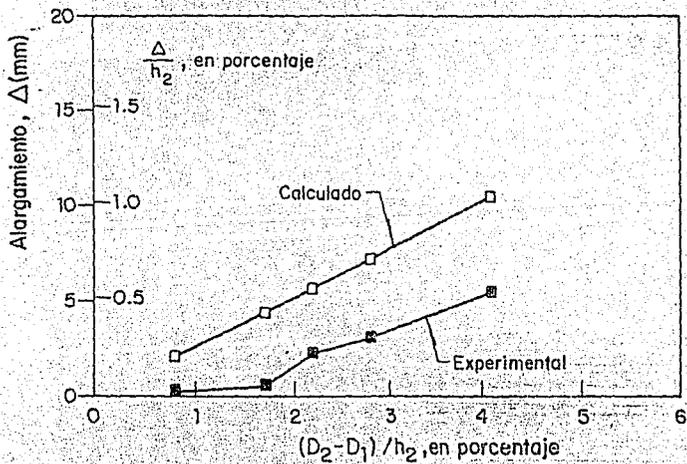
**Fig 5.12**  
**Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en tensión**



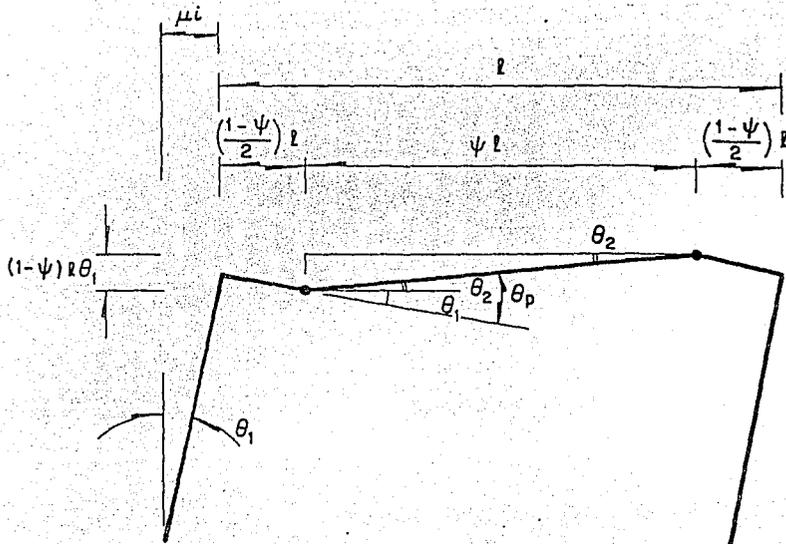
**Fig 5.13**  
**Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en tensión**



**Fig 5.14**  
Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 1, losa en compresión



**Fig 5.15**  
Alargamiento de losas versus desplazamiento relativo de entrepiso. Nivel 2, losa en compresión



**Fig A.1**  
*Deformada correspondiente al mecanismo de colapso observado*