



# Universidad Nacional Autónoma de México

## ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

### DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES A BASE DE LOSA PLANA RETICULAR



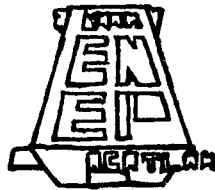
# T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta :

**SERGIO ARMANDO SANTIAGO RODRIGUEZ**



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México

1993



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

## ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN 1

1.- CRITERIOS EXISTENTES DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES A BASE DE LOSA PLANA RETICULAR. 2

1.1 Estudios sobre losas planas 3

1.2 Métodos de análisis de edificaciones a base de losas reticulares 6

1.3 El problema de la resistencia de la conexión losa plana-columna 14

2.- ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE LOSA PLANA RETICULAR PARA ENSAYE EN LABORATORIO. 17

2.1. Descripción del espécimen 18

2.2. Análisis Lineal 26

2.3. Análisis No Lineal 32

3.- EVALUACIÓN DEL ENSAYE. 36

3.1. Descripción de resultados 37

3.2. Evaluación de resultados 41

CONCLUSIONES. 44

BIBLIOGRAFÍA. 59

APÉNDICES. 46

FIGURAS. 63

## INTRODUCCIÓN.

En el presente trabajo se abordará el problema del sistema estructural de edificaciones denominado losas planas reticulares. La motivación por efectuar este estudio proviene principalmente de las interrogantes que se plantean al tratar de predecir el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

Como parte de este estudio se analizarán resultados de ensayos experimentales de una estructura a base de losa plana reticular en el Instituto de Ingeniería del la UNAM. El trabajo se ha dividido en tres partes.

En la primera parte se da un panorama general de algunos ensayos efectuados relacionados con la materia. También se tratan los diferentes métodos de análisis y los problemas del cálculo de resistencia de la conexión losa reticular-columna.

En la segunda parte se describen las características del espécimen, así como las condiciones del ensaye. Se efectúan además una serie de consideraciones analíticas tomando como base el comportamiento elástico de las estructuras.

Por último se analizan algunos de los resultados obtenidos y estos se interpretan haciendo énfasis en los aspectos de más interés.

**CAPITULO 1.**

**CRITERIOS EXISTENTES DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES  
A BASE DE LOSA PLANA RETICULAR.**

### 1.1 ESTUDIOS SOBRE LOSAS PLANAS.

Los estudios sobre losas planas (macizas o reticulares) se han concentrado principalmente en aclarar el problema de la resistencia en la conexión losa-columna, debido a que en la transmisión de momentos entre estos componentes se efectúa por la combinación de contribuciones de esfuerzos cortantes y flexión lo que puede provocar una falla frágil, disminuyendo de esta manera la capacidad de disipar energía de la estructura durante un terremoto.

Respecto a las cargas verticales se ha observado que este sistema tiene gran capacidad, sin embargo hay evidencia de que también este factor contribuye a provocar falla por punzonamiento en la losa.

Entre los trabajos realizados sobre el análisis ante cargas laterales de losas planas macizas pueden mencionarse los realizados por Allen y Darvall [3]<sup>1</sup> y por Pecknold [4] quienes obtuvieron coeficientes de ancho efectivo para aplicar el método del ancho equivalente.

Otros trabajos que deben mencionarse son los realizados por Hawkins y colaboradores [5]. Los ensayos abarcaron un buen número de conexiones losa plana-columna, y durante varios años estuvieron

---

<sup>1</sup>Las referencias se indican entre corchetes []. Ver bibliografía al final de este trabajo.

buscando las características de estas conexiones sometidas a cargas laterales, llegando finalmente a proponer para el análisis elástico un ancho equivalente centrado a eje de columna que varía entre  $C_2+h$  y  $C_2+2h$  ( $C_2$  es el ancho de la columna perpendicular al análisis y  $h$  es el peralte de la losa). También estos autores estudiaron las características de resistencia y ductilidad de las diversas conexiones estudiadas y, con base en estudios experimentales, propusieron criterios específicos de evaluación.

El primer estudio analítico que se efectuó sobre losas reticulares, fue el realizado por Reyes [5] quien, con ayuda del método de análisis elástico con elementos finitos, determinó rigideces para el análisis ante cargas laterales.

Rodríguez y Meli [6] realizaron posteriormente ensayos experimentales de cinco modelos representativos de conexiones entre losas planas reticulares y columnas; estas conexiones se sometieron a momentos de desbalanceo provocados por cargas laterales estáticas del tipo reversibles, para tratar de determinar características de rigidez, resistencia, ductilidad y absorción de energía. Así mismo, estos autores propusieron criterios para evaluar la resistencia de las zonas críticas de losas reticulares sometidas a acciones laterales.

La información en la literatura sobre zonas más amplias que la conexión losa-columna, es escasa. Un trabajo de este tipo es el

efectuado por Moehle y Diebold [7], quienes estudiaron un espécimen de losa plana maciza de dos niveles, con dimensiones iguales a 0.3 veces las de un prototipo.

Este estudio muestra que la rigidez lateral inicial es bastante menor que la obtenida con el concepto de viga equivalente propuesta por Pecknold [4] o por Allen y Darvall [3]. Los valores de rigideces laterales que se requerirían para igualar a las rigideces experimentales, oscilaron entre un tercio y un medio del valor teórico del ancho efectivo de la losa propuesto por los autores anteriormente mencionados.

También se encontró en esta investigación que la conexión losa-columna en la estructura ensayada, tuvo un modo de falla más dúctil que en los casos de conexiones similares aisladas, como las que fueron ensayadas por Zee y Moehle [8]. Esto se atribuye a la capacidad de redistribución que existe en una estructura completa. Una conclusión importante que se encontró en el mencionado estudio de Moehle y Diebold es que el cortante basal máximo logrado en el ensaye fue varias veces el valor del cortante de diseño propuesto por el reglamento UBC [9] para la estructura en estudio.



## 1.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE EDIFICACIONES A BASE DE LOSAS RETICULARES.

Para analizar estos sistemas estructurales se reduce la estructura tridimensional a un modelo plano (Figura 1). El problema principal al aplicar este criterio está en las consideraciones que deben hacerse para definir la rigidez de la losa plana, para lo cual existen varios criterios que a continuación se comentan. El problema se dificulta más ya que se ha encontrado que esta rigidez es diferente en el caso de cargas gravitacionales y de cargas laterales.

De la revisión de la literatura existente respecto al análisis estructural, pueden mencionarse tres criterios acerca de las estructuras a base de losas planas:

- 1.- Método del ancho equivalente.
- 2.- Método del marco equivalente.
- 3.- Método del marco de "vigas cortas" alrededor de la columna.

**MÉTODO DEL ANCHO EQUIVALENTE.** La rigidez de una columna depende de la restricción al giro que le impone la losa. Fuera del límite de la columna, esta losa es más flexible que una viga con sección transversal igual a la de la losa, debido a que en una viga puede admitirse que su pendiente longitudinal no cambia en la

sección transversal (Figura 2). Esto conduce a que una viga con la misma profundidad de la losa debe ser más angosta que el ancho entre ejes de la losa. En el método del ancho equivalente se propone entonces un coeficiente  $\alpha$ , de manera que el ancho de la losa centrado a eje de columna que se emplea en el análisis,  $L_e$ , está dado por:

$$L_e = \alpha L_2 \quad (1)$$

En la expresión anterior  $L_2$  es la longitud del tablero de la losa en la dirección perpendicular al análisis. Por consiguiente la "viga" que se emplea en el análisis queda definida por  $L_e$  y el espesor de la losa.

Para la determinación del coeficiente  $\alpha$  existen en la literatura resultados de algunos estudios analíticos, basados en soluciones elásticas a la teoría de placas, como por ejemplo los trabajos de Allen y Darvall [3] y Pecknold [4]. Estos autores llegan a resultados bastante similares y proponen valores de  $\alpha$  para diferentes relaciones de las dimensiones de los tableros de losas,  $L_1/L_2$ , en la que  $L_1$  es la dimensión del tablero en la dirección del análisis.

Khan y Sbarounis [20], también propusieron expresiones para  $\alpha$ ; Estos autores efectuaron ensayos experimentales con placas metálicas, en las que se pretendía representar el efecto del tamaño de columna en la rigidez de la placa, mediante el empleo de

tornillos y rondanas.

El Reglamento de Construcciones para el DF de 1966 y posteriormente el correspondiente al año 1976, se basaron en el trabajo anteriormente mencionado de Khan y Sbarounis para proponer la siguiente expresión para  $L_e$

$$L_e = \frac{0.5L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3C_2 \leq 0.5 L_2 \quad (2)$$

De la expresión anterior,  $L_1$  y  $L_2$  ya se definieron anteriormente, siendo  $C_2$  el tamaño de la columna en la dirección de  $L_2$ .

Rodríguez y Meli [6], encontraron que para losas planas reticulares sometidas a cargas laterales, el ancho de losa  $L_e$  a considerar en el análisis está dado por:

$$L_e = C_2 + 3h \quad (3)$$

El resultado anterior se obtuvo con base en el criterio de igualar los desplazamientos experimentales encontrados en la investigación efectuada por dichos autores, con los obtenidos analíticamente empleando el ancho  $L_e$  de la ecuación 2, considerando la sección sin agrietar localizada fuera de la zona maciza, e ignorando la presencia de ésta.

El valor para  $L_e$  de la ecuación 3 es el ancho propuesto primero en las Normas de Emergencia para el D.F. en 1985 y que fue adoptado finalmente en el Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987 para el análisis por cargas laterales.

Resultados preliminares de ensayos dinámicos con amplitudes pequeñas de una estructura a base de losas planas reticulares de dos niveles, que se llevaron a cabo en 1987 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, indican que los desplazamientos obtenidos del análisis estructural ante acciones laterales, empleando el valor de  $L_e$  anteriormente mencionado, se acercan razonablemente a los valores medidos en estos casos.

La comparación de los criterios de las especificaciones de los reglamentos que se comentaron, con los criterios propuestos por diversos autores muestra que para el ancho equivalente en losas planas, estipuladas en México desde 1966 hasta 1985, reflejaban razonablemente el estado del conocimiento que sobre el problema existía antes de 1980. Sin embargo ya desde 1979 Meli y Rodríguez [6] sugerían para  $L_e$  el valor  $C_2 + 3h$ . Este último criterio lleva a valores para  $L_e$  del orden del 50% de los estipulados por los Reglamentos de Construcción de 1966 y 1976, y por consiguiente, también los sugeridos por diversos investigadores.

La escasa rigidez lateral de los edificios a base de losas reticulares se confirmó durante el terremoto de México ocurrido en

septiembre de 1985, por lo que poco después de este evento se estipuló para este tipo de edificios en el D.F. un valor de  $L_0$  igual a  $C_2 + 3h$ .

**MÉTODO DEL MARCO EQUIVALENTE.** Consiste en dividir la estructura en marcos planos, y se propone que la parte de la losa que se une a la columna en el sentido perpendicular al plano del marco, además de las vigas que haya en este mismo sentido, son elementos que trabajan a torsión. Con esta hipótesis, parte del momento se transmite entre la columna y la losa, mientras que el resto lo toman los miembros torsionales (Figura 3).

Los elementos torsionales y las columnas actúan como resortes en serie, por lo que la flexibilidad de la columna ( $1/K_{ec}$ ) puede expresarse como:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t} \quad (4)$$

En la expresión anterior  $\sum K_c$  es la suma de las rigideces de las columnas que llegan al nudo, y  $K_t$  es la rigidez torsional de los elementos torsionales anteriormente mencionados, y ubicados en un sentido perpendicular al plano del marco.

El análisis estructural empleando este método se efectúa con cualquier método de análisis aceptable, considerando para las columnas la rigidez  $K_{ec}$  definida por la ecuación 4, y para la losa

la rigidez asociada al ancho medido a ejes de columnas, en el sentido perpendicular a la dirección del análisis.

La definición de la rigidez  $K_{ec}$ , al igual que en el caso del coeficiente  $\alpha$ , ha dado lugar a muchas investigaciones y existen diferentes teorías al respecto, especialmente en lo que respecta al valor de  $K_t$ .

De acuerdo al reglamento ACI 83 [15]  $K_t$  se define con la siguiente expresión:

$$K_t = \Sigma \frac{9 E_{cs} C}{L_2 \left(1 - \frac{C^2}{L_2}\right)^3} \quad (5)$$

En la que  $E_{cs}$  es el módulo de elasticidad del concreto en la losa, y la constante C se define como

$$C = \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (6)$$

En esta expresión, "x" y "y" son las dimensiones de los lados menores y mayores respectivamente, de los rectángulos en que se divide la sección transversal que define a los miembros torsionales.

En el método del marco equivalente se tiene el inconveniente de que no puede asegurarse la continuidad del giro de las columnas

que llegan a un nudo, siendo ésta cierta sólo en las columnas del primer piso que están empotradas, pero no así en marcos de varios niveles; asimismo, en el caso de cargas laterales tampoco se puede asegurar la continuidad del giro de las vigas. Este problema fue planteado inicialmente por Vanderbilt y Corley [21] quienes desarrollaron un programa de análisis que tenía en cuenta dicha discontinuidad.

Si la estructura de losa reticular está sometida a acciones horizontales, no resulta aplicable el método del marco equivalente. Esto se debe principalmente a que este método fue propuesto y calibrado con base en resultados experimentales de estructuras de losas planas, sometidas a cargas gravitacionales según Corley y Jirsa [22]. Por este motivo es más recomendable el método del ancho equivalente descrito anteriormente, pero con un ancho  $L_e$  igual a  $C_2 + 3h$  (Hawkins, Rodríguez y Meli, y Moehle y Diebold).

El nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987 [10], recomienda efectuar el análisis ante cargas verticales evaluando la rigidez de la losa con el ancho completo de ella y la mitad de la rigidez de las columnas; esto se hizo siguiendo el criterio del marco equivalente que aquí se comenta. Este realmente recomienda reducir la rigidez de las columnas, con el objeto de tomar en cuenta la flexibilidad adicional que introduce la losa plana, como se acaba de comentar.

**MÉTODO DEL MARCO DE "VIGAS CORTAS" ALREDEDOR DE LAS COLUMNAS.**

En este modelo, propuesto por Hawkins y Corley [23], se admite que la losa es una viga de ancho  $L_2$  y claro  $L_1$  conectada a las columnas a través de vigas cortas. Parte de los momentos en la dirección  $L_1$  se transmiten a través de los miembros a flexión y el resto a través de los miembros torsionales. El comportamiento de la conexión se define con la determinación de las curvas momento-rotación tanto para el miembro torsional como para el flexionante (Figura 4).

Aunque este modelo se basa en los resultados de muchos ensayos, no es útil para diseño y sólo puede aplicarse como herramienta de investigación para tratar de representar la resistencia y rigidez de una conexión.



### 1.3 EL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN LOSA PLANA-COLUMNA

La resistencia de la conexión losa-columna es uno de los problemas que inciden de manera importante en la respuesta estructural del sistema a base de losas reticulares. Desde el inicio del estudio del problema J. Di Stasio y M. P. Van Buren, [13], con base en el análisis elástico de la distribución de esfuerzos en la conexión, demostraron que parte de éstos eran esfuerzos cortantes producidos por el momento que se transmite entre la losa y la columna. Dentro del criterio elástico propuesto por estos autores, los esfuerzos cortantes debidos al momento de desbalanceo se suman a los debidos a cargas gravitacionales, que dependiendo del nivel de esfuerzos actuantes puede provocar el tipo de falla denominado de penetración por cortante si la resistencia no es apropiada, con características bastante pobres en cuanto a ductilidad y capacidad de disipación de energía.

Con base en los criterios de Di Stasio y Van Buren, así como en el estudio experimental de N. Hanson y J. Hanson [14], algunos reglamentos de construcción como el ACI-83 [15] y RDF-87 [1], estipulan criterios para evaluar la capacidad resistente de la conexión losa plana-columna. Sin embargo, existe todavía ausencia de algunos criterios específicos referentes a esta evaluación. Por ejemplo, el reglamento ACI-83 [15] no considera la posibilidad de evaluar la contribución de los estribos en la conexión a la

capacidad resistente de ésta. Esta contribución puede ser importante si se detalla de manera conveniente este refuerzo, como lo demuestran los trabajos de Islam y Park [16], Rodríguez y Meli [6] y Hawkins et al [17]. Estos investigadores encontraron que un adecuado empleo de refuerzo longitudinal que atraviesa la columna y de estribos cerrados en la zona crítica de la conexión, llevan a mejorar de manera importante las características de ductilidad y capacidad de disipación de energía, como también en alguna mejora en la capacidad resistente de la conexión.

Existen criterios algunos de ellos muy elaborados para evaluar la resistencia de la conexión tomando en cuenta la contribución de los estribos, como los criterios de R. Park y S. Islam [18]. Esto indica la necesidad de revisar el problema con base en estudios experimentales como el que aquí se efectúa.

Debe mencionarse también que si bien una parte del momento que se transmite entre la losa y columna se efectúa por medio de esfuerzos cortantes, otra parte se transmite por flexión. Para evaluar esto último también existen incertidumbres. Por ejemplo, para evaluar la contribución a flexión algunos autores como Park e Islam [16], sugieren un ancho  $c + d$ .

En RDF-87 [1] se especifica un procedimiento en donde se considera una sección crítica alrededor de la columna de dimensión  $C + d$ . Se consideran dos sistemas vigas perpendiculares entre si

que llegan a esta sección crítica de tal forma que una fracción  $\alpha$  del momento de desbalanceo se resiste por esfuerzos cortantes y el resto  $(1 - \alpha)M_D$  se transmite por flexión (figura 5).

**CAPITULO 2.**

**ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE LOSA  
PLANA RETICULAR PARA ENSAYE EN LABORATORIO.**

## 2.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN.

En esta sección se describe el espécimen objeto de la presente investigación. Además se exponen las características de su fabricación, las condiciones del ensaye, la instrumentación empleada y el sistema de adquisición de datos.

El espécimen representa una edificación de concreto armado de dos niveles con losas reticulares que tienen 356.0 cms. de ancho por 556.0 cms. de largo y 10.7 cms de espesor, soportadas mediante 6 columnas (17.1 X 17.1 cms de sección) que forman dos marcos simétricos de dos crujeías. La distancia entre columnas es de 200.0 cms a centros en el sentido longitudinal y transversal. Las losas sobresalen 78.0 cms medidos a partir del centro de columnas formando un volado continuo alrededor del espécimen. En la conexión de columna con losa se dispuso una zona maciza de 60.0 X 60.0 cms. Todas estas características pueden observarse en la figuras 6, 8 y 9.

Para la fabricación del espécimen se empleó concreto con una resistencia a compresión  $f'c$  de 280 kgs/cm<sup>2</sup> en las columnas y 365 kgs/cm<sup>2</sup> en las losas según pruebas efectuadas en cilindros dos meses antes de iniciar el ensaye. Para el refuerzo por flexión de la losa se emplearon barras corrugadas de diámetros 5/32" (4.0 mm) y 1/4" (6.35 mm.), con esfuerzos de fluencia  $f_y = 1930$  y  $f_y = 2310$  kgs/cm<sup>2</sup>. Estas varillas se conocen comercialmente como tipo TEC 60

y el corrugado lo obtiene originalmente el fabricante mediante procesos mecánicos en frío. El refuerzo por cortante de la losa se proporcionó mediante estribos contruídos con alambre galvanizado de 1.9 mm de diámetro con esfuerzo de fluencia  $f_y = 4600 \text{ kgs/cm}^2$ . El armado de las nervaduras y la zona maciza, así como dimensiones y ubicación se muestra en la figuras 9 y 10.

El refuerzo longitudinal de las columnas se proporcionó con varillas comúnmente empleadas del grado 42, de diámetros 1/2" y 3/8", con esfuerzos de fluencia de 4310 y 4490  $\text{kgs/cm}^2$  respectivamente. Los estribos de las columnas se contruyeron con las varillas de diámetro 5/32" cuyas características se comentaron anteriormente. El refuerzo típico de una columna se ilustra en la figura 11.

Las condiciones del ensaye consisten en la aplicación de cargas laterales estáticas en dirección longitudinal al espécimen. Estas se aplican de manera reversible, o sea, en sentido sur-norte (Gatos en compresión) y norte-sur (Gatos en tensión). La relación entre la carga del primer nivel y el segundo nivel se mantuvo constante e igual a dos. La aplicación de cargas se realizó mediante gatos hidráulicos con una capacidad máxima de 50 toneladas y con una especificación de carrera de  $\pm 20 \text{ cms}$ . El ensaye se efectuó en el Centro Nacional para la Prevención de Desastres en la Cd. de México (CENAPRED).

La sujeción de los gatos se realizó atornillándolos en su base a placas de acero de 5" de espesor, las que a su vez se sujetaron a un muro de reacción de concreto armado de 85 cms de espesor que disponen, para tal fin, de perforaciones de 8.2 cms de diámetro y se encuentran espaciadas 50 cms centro a centro. La unión de estas placas a la pared de reacción se realizó mediante pernos  $\phi$  1 3/8" tensados a 50 toneladas. La rótula del gato hidráulico se dispuso en su base formando una articulación al igual que en la unión del gato con el espécimen permitiendo libertad de giro a la losa. (Ver figuras 13 y 14).

La aplicación de carga en ambos niveles se realizó a través del volado de la losa. En éste se encuentran colados dos anillos de acero. La viga de repartición de cargas también lleva sujetos otro par de anillos de acero mediante placas y pernos. Estos dos sistemas de anillos se acoplan entre sí mediante pasadores cilíndricos  $\phi$  2" quedando así la viga unida al volado y formando la articulación mencionada anteriormente. La viga de repartición de cargas está sujeta a la parte terminal del gato mediante una placa de acero de 2" de espesor y cuatro pernos atornillados. Debe mencionarse que esta unión se realizó girando la rótula del gato noventa grados para evitar que se formara una articulación. Los conceptos anteriores pueden visualizarse en la figura 13.

El espécimen se encuentra anclado al piso de reacción del laboratorio (85 cms de espesor de concreto armado). La sujeción se

llevó a cabo mediante el empleo de tres sistemas de vigas. Un primer sistema que consta de vigas que descansan directamente sobre las zapatas y tienen como finalidad evitar el giro de estas generando así una condición de empotramiento. Un segundo sistema de vigas que se apoya encima de las anteriores y se sujetan al piso de reacción mediante pernos  $\phi$  1 3/8" tensados a 5 toneladas y placas de acero de 1 1/4" de espesor. Estas vigas tienen como finalidad transmitir las fuerzas del primer sistema hacia el piso de reacción (Figura 15 ).

El tercer sistema de vigas se encuentra dispuesto a los lados de las zapatas y en sentido longitudinal. Estas se apoyan directamente en el piso de reacción y se unen firmemente a este mediante pernos 1 3/8" tensados a 50 toneladas que atraviesan el piso de reacción. Estas vigas llevan atornilladas dos placas de acero a las que se les soldó un tope triangular que al apoyarse en las caras de las zapatas impide que estas se desplacen en sentido longitudinal. En las figura 16 pueden observarse las características mencionadas.

Debe señalarse además que para la realización del ensaye fue necesario colocar pesos adicionales en ambas losas. Esto se logró empleando costales llenos de arena, generando una sobrecarga correspondiente a 180 kgs/m<sup>2</sup>.

Para la instrumentación del espécimen se usaron cuatro



diferentes tipos de medidores.

1. Deformímetros eléctricos ("Strain Gauges") en varillas de losas y columnas para medir deformaciones.

2. Transformadores de desplazamiento por Corriente Directa mejor conocidos como DCDT (Direct Current Displacement Transformers). Estos tienen como finalidad medir desplazamientos longitudinales en el primer y segundo nivel.

3. Micrómetros eléctricos (Medidores de desplazamiento) para cuantificar curvaturas en columnas y losas.

4. CDP (Transductores por Corriente Directa) de diferentes capacidades. Tienen el mismo principio de funcionamiento que los micrómetros pero son de forma cilíndrica alargada.

Los deformímetros se encuentran ubicados en varillas del lecho inferior y superior de las losas. Su ubicación se muestra en la figura 17. Además se encuentran algunos en varillas de las columnas como se muestra en la figura 18.

Los DCDT (figura 19) se utilizaron para medir desplazamientos longitudinales de las losas en puntos extremos cercanos al borde de la losa. Un DCDT consiste en una base cilíndrica en la cual se origina un cambio de voltaje al ser penetradas por un émbolo. El movimiento de este último dentro del cilindro traduce desplazamientos en cambios de voltaje que pueden ser medidos con un voltímetro. La especificación de desplazamiento para estos es de

$\pm 7.5$  cms. y el error es de 0.5 mm según pruebas efectuadas.

Para poder utilizar los DCDT hubo necesidad de empotrar las bases cilíndricas en un rectángulo de madera que se atornilló a la pared de reacción. El movimiento del émbolo se logró adaptándole a éste una pesa de aproximadamente 250 grs. Dicha pesa se conectó con el volado mediante un hilo metálico muy delgado que pasando por una polea simple llegaba hasta una armella que se encontraba atornillada al volado. Este sistema se ilustra en la figura 20.

Los micrómetros tienen la misma finalidad que los DCDT pero tienen la ventaja de disponer de un resorte interno que mantiene el émbolo unido siempre al sistema de medición. Estos se utilizaron para cuantificar curvaturas en algunas secciones de columna y losa que se consideraron importantes. La especificación para desplazamiento es de  $\pm 25$  mm. y el error de 0.01 mm.

Las curvaturas en columnas se midieron pegando unos cubos de aluminio a las caras de la columna utilizando un pegamento especial (Plastiacer tipo pasta). A estos cubos se atornillaron unos perfiles L de aluminio ( $3/4'' \times 1/8''$ ) formando un yugo alrededor de la columna. Los micrómetros se sujetaron a este yugo y el émbolo se conectó al punto de referencia (zapata o losa). En la figura 21 se muestra un arreglo típico para medir curvaturas en columnas y la ecuación para el cálculo de curvatura. En la losa la medición fue similar y su montaje se ilustra en la figura 22.

Los CDP complementaron las funciones de los micrómetros en la medición de curvaturas, debido a que éstos fueron insuficientes. Se utilizaron cuatro y sirvieron para valorar algunas curvaturas en la losa. Además, se conectaron dos a las zapatas del eje c para detectar algún posible desplazamiento longitudinal. Dos más se conectaron en ambos niveles para verificar las lecturas de los DCDT.

El sistema de adquisición de datos consta de los siguientes elementos:

1. Cables para conexión de DCDTs, deformímetros, micrómetros y transductores.

2. TDS: Sistema Electrónico de adquisición de datos que transforma señal de voltaje; correspondiente a fuerzas, desplazamientos o deformaciones; en señal digital.

3. Una computadora portátil (LAP TOP) PC-386 Hewlet Packard que recibe la señal del TDS.

4. Programa de cómputo en lenguaje BASIC (PC-TDS2.BAS). Software necesario para la conexión entre el TDS y la computadora. Tiene como función generar gráficas durante la prueba y respaldar información en disco duro de computadora.

5. Una impresora para generar gráficas al final de una jornada de trabajo.

6. Fuente de Poder para alimentar los DCDT (6 Volts).

7. No Break para asegurar la alimentación continua de energía.

El número total de canales instrumentados fue de 86, repartiéndose de la siguiente manera: 2 canales para celdas de carga de gatos, 4 canales para DCDT, 36 canales para micrómetros, 35 canales para deformímetros y 9 para transductores. El total de lecturas que se tomaron fue de 213, lo que resulta en 18105 mediciones, todas ellas, almacenadas en un archivo en disco duro y ocupando memoria de cómputo de 163,020 bytes.

## 2.2 ANÁLISIS LINEAL.

Para efectuar el análisis lineal se utilizó un programa de cómputo denominado SUPER-ETABS [2] el cual efectúa el análisis estructural de marcos en el plano formados por columnas, vigas, muros de cortante y contravientos. Esto es permitido por RDF-87 [1] capítulo 6.3 el cual especifica: "Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico suponiendo que la estructura se divide en marcos ortogonales".

Para emplear el mencionado programa es necesario generar un archivo de datos mediante un editor de textos. Dicho archivo contiene, en un formato ordenado, características generales del problema como por ejemplo: Número de niveles del edificio, condiciones de carga, tipo de análisis, grados de libertad y carga lateral en cada nivel, así como propiedades de los distintos elementos que componen la estructura.

**ANÁLISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES.** En este caso las cargas se componen del peso propio de la losa, así como la sobrecarga que se empleó mediante costales de arena sobre la losa. La contribución de cada uno de los conceptos anteriores es:

Carga repartida por peso propio de la losa:  $138 \text{ kgs/m}^2$

Carga repartida por sobrecarga:  $180 \text{ kgs/m}^2$

Total de Carga Repartida: 318 kg/m<sup>2</sup>

Para la integración de los datos que alimentan al programa es preciso hacer las siguientes consideraciones:

1.- El espécimen se considera formado por dos marcos en sentido longitudinal y sólo se analizará uno de ellos, ya que se presenta simetría tanto en propiedades como en cargas. Dicho marco tendrá tres columnas y dos niveles (figura 6).

2.- Los valores del módulo de elasticidad se obtuvieron mediante ensayos realizados en cilindros de concreto elaborados de colados en losas y columnas. Estas pruebas arrojaron un valor promedio de módulo de elasticidad de 132.0 tons/cm<sup>2</sup> y se realizaron dos meses antes de efectuar el ensaye.

3.- Sólo se consideró la mitad del momento de inercia de las columnas y el momento de inercia completo para la losa, de acuerdo con especificación del RDF-87 [1] Capítulo 6.4: "El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Las limitaciones a satisfacerse son: La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos. Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas. En una cierta

dirección ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos. El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del tablero".

4.- Se considera que la intersección columna-losa es infinitamente rígida, lo que implica una condición de nudo rígido.

5.-Se tomará en cuenta la variación en el momento de inercia en la viga equivalente provocada por la presencia de la zona maciza en la losa modificando los coeficientes de rigidez. Lo anterior se hizo con la finalidad de tener mayor exactitud en los resultados y además está de acuerdo con RDF-87 [1] Capítulo 6.3: "Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles y ábacos".

6.- Para definir las condiciones de carga en las vigas se determinó el valor para carga repartida según las contribuciones de peso propio de losa y la sobrecarga, transformando estos valores carga por centímetro lineal.

$$w_L = 318.0 \text{ kgs/m}^2 \times 1.78 \text{ m} = 565.0 \text{ kgs/m} = 0.00565 \text{ ton/cm.}$$

7.- La participación del volado dentro de la estructura se tomó en cuenta dentro de los momentos de empotramiento y carga vertical por empotramiento quedando definidos los siguientes valores:

Momento Volado =  $0.00565 \text{ tons/cm} \times (69.5 \text{ cm})^2 = 13.630 \text{ ton-cm}$ .

Carga Vertical Volado =  $0.00565 \text{ tons/cm} \times 69.5 \text{ cm} = 0.392 \text{ tons}$ .

Como resultado de este análisis por carga gravitacional se obtuvieron valores de carga axial y fuerza cortante en columnas que se presentan en la figuras 23 y 24. Además se obtuvieron diagramas de momento flexionante en losas de primer y segundo nivel y columnas (Figura 25).

**ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES.** También fue necesario emplear el programa SUPER-ETABS [2] para la solución del problema de cargas laterales. Este análisis pretende simular la sollicitaciones sísmicas. Para la definición de los datos que integran las características de este análisis se harán algunas observaciones.

1.- Al igual que en el caso de cargas gravitacionales se dividirá el modelo en dos marcos por razones de simetría en cargas, dimensiones y propiedades. El marco de análisis constará de dos crujeías y dos niveles.

2.- Se emplea la condición de análisis denominada ANCHO EQUIVALENTE explicada anteriormente en este trabajo. Lo anterior para estar de acuerdo con RDF-87 [1], Capítulo 6.3: "Para análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de



losa igual a  $C_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas ( $C_2$  es la dimensión de la columna perpendicular a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa)".

3.- Se considera la aplicación de una carga lateral por cada nivel manteniendo el segundo nivel al doble del primero:

$$F_2 = 2F_1.$$

4.- De manera arbitraria los datos para el programa se consideraron de tal forma que la suma de  $F_1 + F_2$  será 1.00 tonelada (Cortante Basal de 2.0 tons. en el modelo) lo que implica que:

$$F_2 = 0.6667 \text{ tons.}$$

$$F_1 = 0.3333 \text{ tons.}$$

Posteriormente estos valores se ajustan para igualarlos al cortante basal asociado a diversas condiciones específicas del espécimen que se describen en el Capítulo 2.3 de este trabajo (Análisis No Lineal).

5.- La zona de intersección entre losa y columna se considera infinitamente rígida. También se tomará en cuenta la variación de momento de inercia a lo largo de la viga de ancho equivalente por la presencia de la zona maciza en la losa alrededor de la columna.

6.- Las condiciones de carga en las vigas por carga repartida lineal y el efecto de volado se consideran nulas ya que solamente

se valorará el efecto de cargas laterales, y posteriormente se verá su interacción con el caso gravitacional.

7.-El tipo de análisis para el programa SUPER-ETABS [2] es para cargas estáticas y frecuencias. Con esto se obtendrán los momentos flexionantes, cortantes y fuerzas axiales, así como la frecuencia fundamental de vibración del espécimen.

Como resultado de este análisis se generó lo siguiente: Las cargas axiales y fuerzas cortantes en columnas que se muestran en la figuras 26 y 27. Los diagramas de momento flexionante pueden apreciarse en la figura 28. El resultado de frecuencia de vibración del espécimen fue de 5.95 Hertz para el primer modo y 24.58 Hertz para el segundo modo. El desplazamiento en el segundo nivel por fuerza lateral unitaria fue de 1.604 mm. Como una fuerza lateral de 1 tonelada por marco corresponde a 2 toneladas de cortante basal se puede deducir que la rigidez global del espécimen es la siguiente:

Rigidez = Cortante Basal / desplazamiento 2o. nivel.

Rigidez = 2.0 toneladas / 1.604 mm.

Rigidez = 1.246 toneladas / mm.

### 2.3 ANÁLISIS NO LINEAL.

En esta sección se estudia el problema de determinar el Cortante Basal asociado a valores de resistencia para diferentes condiciones del espécimen. Para ello se emplearán los criterios provenientes de RDF-87 [1]. En todos los casos se tomara un factor de resistencia de 1.0 y se tomará  $f^*c$  equivalente a  $f'c$ . Este procedimiento facilita posteriormente comparar esta resistencia con la demanda de resistencia según el RDF-87 [1].

La memoria de cálculo resultante se anexa en los apéndices denominados A-1, A-2, A-3 y A-4.

Uno de los cálculos efectuados consistió en evaluar el cortante basal asociado al momento resistente negativo en losa (Lecho superior de varillas en tensión). En este caso sólo se tomó en cuenta un ancho de  $C_2 + 3h$  ya que RDF-87 [1] estipula en su capítulo de losas que el refuerzo necesario por sismo se distribuya en esta zona. La participación de momento por carga gravitacional se efectuó de acuerdo al factor correspondiente para momento negativo en franja de columna (75% del momento total por cargas gravitacionales) y efectuando otra reducción en función del ancho real. Las ecuaciones empleadas sólo toman en cuenta la participación de las varillas del lecho superior. El resultado obtenido fue de 15.380 toneladas de cortante basal, de acuerdo al análisis detallado que se muestra en apéndice A-1 de este trabajo.

El segundo análisis efectuado corresponde a la condición de carga lateral asociada al momento resistente positivo en la losa (Varillas del lecho inferior en tensión). Solamente se tomó un ancho de  $C_2 + 3h$  y la contribución por carga gravitacional que se explicó en el párrafo anterior. Se emplean ecuaciones que sólo toman en cuenta varillas del lecho inferior en el ancho  $C_2 + 3h$ . Se obtuvo un cortante basal 6.042 toneladas. Por ser muy similar al procedimiento anterior se omite su presentación.

Se efectuó un tercer análisis para la condición de momento resistente en columna de borde (Condición mas crítica respecto a columna central). Para efectuar este análisis se utilizó el diagrama de interacción de figura 29. El resultado obtenido fue de 19.706 tons de Cortante Basal. (Ver Apéndice A-2).

También se efectuó un análisis en el que se considera la condición de carga lateral asociada a la falla por cortante en columna central. Se emplean las ecuaciones propuestas por RDF-87 [1] en capítulo de estados límite por fuerza cortante en miembros sujetos a flexión y carga axial (Párrafo III.). El resultado obtenido fue de 17.952 toneladas y se encuentra en apéndice A-3.

Por último se realizó un análisis relativo a fuerzas cortantes en conexión losa-columna. Se empleó el criterio propuesto por RDF-87 [1] que consiste en considerar un momento de desbalanceo transmitido de las columnas a la losa y afectado por un factor  $\alpha$

que determina la porción de momento que se resiste mediante esfuerzos cortantes en la losa. El cortante basal asociado a ésta condición fue de 34.828 toneladas. (Ver apéndice A-4 para detalles).

Los resultados que se obtuvieron muestran que la condición de momento flexionante positivo arroja el cortante basal más bajo, lo cual indica que para esta condición y de acuerdo a RDF-87 [1] terminaría el comportamiento lineal del espécimen. El valor más alto corresponde a condición de esfuerzos cortantes en la conexión. De esto se desprende que la condición de falla seguramente comprenderá un mecanismo que involucre a la losa y las columnas en su base (Cortante basal = 19.53 toneladas). Se pueden esperar también falla por cortante en zona central de columnas (Cortante basal = 17.566 toneladas). En la siguiente hoja se muestra una tabla que contiene un resumen de los valores obtenidos.

Condición de Análisis	Cortante Basal asociado a Estado Límite. (Toneladas)	Memoria de Cálculo
Momento Resistente Positivo en Losa en Ancho= $C_2 + 3h$	6.042	---
Momento Resistente Negativo en Losa en Ancho = $C_2 + 3h$	15.380	A-1
Momento Resistente en Columna de Borde	19.706	A-2
Fuerza Cortante Resistente en Columna Central.	17.952	A-3
Fuerza Cortante Resistente en Conexión Losa - Columna.	34.828	A-4

### **CAPITULO 3.**

#### **EVALUACIÓN DEL ENSAYE.**

### 3.1 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS.

En esta sección se presentan algunos de los resultados encontrados en esta investigación. Se toma en cuenta la aparición de grietas en losas y columnas, así como el comportamiento observado de desplazamientos del espécimen y deformación de varillas en secciones de columnas y losas.

Con el propósito de correlacionar los valores de desplazamiento con el daño en diferentes secciones del espécimen se manejará el concepto de desplazamiento relativo. Este se define como la diferencia de desplazamientos absolutos entre dos niveles divididos por la distancia que separa estos niveles. En lo sucesivo a esta relación se le denomina  $\Delta/H$  y considera la diferencia de desplazamientos entre el nivel 2 (A centro de losa) y la parte superior de las zapatas ( $H = 196.0$  centímetros).

**NERVADURAS.** La aparición de grietas sucedió desde fases tempranas del ensaye ( $\Delta/H = 1.2\%$ ). Las nervaduras adyacentes a la zona maciza de la losa fueron las más afectadas. Su extensión corresponde a todo el ancho de la losa. Hacia el final del ensaye ( $\Delta/H = 3.6\%$ ) se desprendió el recubrimiento del concreto y ocurrió el pandeo de las varillas del lecho inferior (Figura 39). Un caso típico de este patrón de grietas se muestra en la figura 42.

**ZONA MACIZA.** Se presentaron grietas en partes inferior y



superior con una apertura de 0.5 mm en fases iniciales del ensaye ( $\Delta/H = 1.2\%$ ). El sentido de las grietas corresponde a la dirección normal al de aplicación de cargas aunque algunas presentan una inclinación variable y se sitúan en caras este y oeste de la zona maciza. La condición de fluencia en los strain gauges colocados en varillas del lecho inferior se presentó también para  $\Delta/H = 1.20\%$  correspondiente a un cortante basal de 14.97 toneladas. La condición de fluencia en varillas del lecho superior se presentó para  $\Delta/H = 1.5\%$  correspondiente a un cortante basal de 17.20 toneladas. En la figura 40 se observa el estado de daños típico correspondientes a este caso.

**CORTANTE EN COLUMNAS.** Las grietas de cortante se presentaron aproximadamente al centro de las columnas del primer entrepiso en las caras este y oeste. Su aparición ocurrió para  $\Delta/H = 1.8\%$  (Cortante Basal = 19.37 toneladas) y se desarrollaron con la inclinación típica de 45 grados aproximadamente. La máxima abertura alcanzada fue de 3 mm. y abarcaron la sección de columna completa. Se detectaron en las seis columnas del primer entrepiso. En la figuras 38 y 43 puede observarse el estado de daños correspondientes a este caso.

**FLEXION EN COLUMNAS.** Estas grietas se presentaron en todas las columnas del primer entrepiso. Su aparición ocurrió para un  $\Delta/H = 1.2\%$  (Cortante Basal = 14.97 toneladas). Se ubicaron en la base las columnas en las caras norte y sur alcanzando una apertura

máxima de 1.0 mm. Hacia el final del ensaye en combinación con las grietas por cortante se desprendió el recubrimiento de concreto dejando al descubierto algunas varillas longitudinales. Este mismo tipo de grietas se presentó en la parte superior de las columnas aunque su apertura fue menor y no alcanzaron a desprender el concreto. Tomando como referencia la medición de curvatura en la base de la columna fue posible calcular valores de deformación unitaria del refuerzo longitudinal de columnas encontrándose que la fluencia en estas varillas ocurrió para  $\Delta/H = 1.2\%$  (Cortante Basal = 14.97 toneladas). En las columnas correspondientes al eje B (Centrales) del segundo entepiso también se presentaron grietas por flexión aunque de menor magnitud.

En relación a la curva CARGA-DESPLAZAMIENTO se observó un comportamiento no lineal desde fases muy tempranas del ensaye. Esto se puede apreciar en la figura 37 en la cual se dibujó una gráfica que relaciona cortante basal con desplazamientos en el segundo nivel. En ésta se aprecia como la envolvente se aparta de la pendiente inicial mostrando un comportamiento inelástico. En la misma figura se observa una fluencia más o menos definida de la estructura como conjunto, a partir de  $\Delta/H = 1.8\%$ .

El comportamiento de los STRAIN GAUGES EN LA LOSA del primer nivel se resumen en las figuras 32, 33, 34 y 35. En éstas se presenta en las ordenadas el valor de deformación alcanzado y en las abscisas la posición de los strain gauges. Se dibujaron 5

curvas correspondientes cada una de ellas a un  $\Delta/H$  específico. Es claro que conforme aumenta el desplazamiento de la estructura se hace más notorio el incremento de deformación y hacia el final del ensaye los valores están por arriba de la fluencia (Línea Horizontal  $\xi y = 0.0035$  en figuras). Por otra parte, también puede apreciarse que las varillas cercanas a la columna tienen una participación mas significativa que el resto, aun cuando, las varillas más alejadas de las columnas alcanzan valores cercanos a la fluencia.

### 3.2 EVALUACIÓN DE RESULTADOS.

En esta sección se analizan las predicciones del comportamiento ante cargas laterales del espécimen según diversos criterios analíticos y con base en el comportamiento experimental asociado a la rigidez del espécimen, la resistencia de secciones y la distribución de daños.

La rigidez global del espécimen mostró una diferencia entre la predicción elástica y el valor observado en la fase inicial del ensaye. La estimación en el análisis lineal arrojó un valor de 1.246 tons/mm. mientras que el valor observado en la fase inicial del ensaye ( $\Delta/H < 0.2\%$ , Cortante Basal  $< 4.59$  toneladas) fue de 1.04 ton/mm. De esto se desprende que la rigidez observada es un 83.4% de la rigidez teórica. En la figura 37 se muestra la envolvente del ensaye y la rigidez teórica.

El patrón de grietas por flexión en zona maciza y nervaduras adyacentes y la observación del comportamiento de los strain gauges en la losa muestran que esta zona sufrió fluencia plástica en las varillas del lecho inferior y superior en la fase del ensaye correspondiente a  $\Delta/H = 1.2\%$  y cortante basal = 14.97 toneladas. Esto es similar a la estimación de fuerza lateral asociada a momento resistente negativo que fue valuada para un cortante basal de 15.380 toneladas.

La condición de fuerza lateral asociada a momento resistente en columna de borde se habían estimado para un cortante basal de 17.952 toneladas. La aparición de grietas por flexión en la base de columnas centrales y la fluencia en varillas longitudinales estimada mediante cálculo de curvatura ocurrieron para un cortante basal de 14.97 toneladas ( $\Delta/H = 1.2\%$ ).

El cortante basal asociado a resistencia por cortante en columna central se evaluó en 17.566 toneladas. La aparición definida de grietas típicas de cortante en columnas centrales y de borde ocurrió experimentalmente para un cortante basal de 19.37 toneladas ( $\Delta/H = 1.8\%$ ).

El cortante basal calculado para condición de resistencia a esfuerzos cortantes en conexión losa-columna hace suponer una reserva de resistencia que va de acuerdo con lo observado, ya que no se presentó falla por cortante (penetración) en la conexión aun para valores de  $\Delta/H = 3.6\%$ .

Aún cuando el ensaye no se llevó hasta el colapso pudo apreciarse que el mecanismo de falla involucra a las losas del primer y segundo nivel en la zona de nervaduras adyacentes a la zona maciza y la base de las columnas del primer entrepiso.

La edificación que se tomó como base para la construcción del espécimen tiene dimensiones lineales tres veces superiores.

Entonces la carga repartida en las losas se incrementa por peso propio. Un valor razonable en ese caso para carga repartida sería 880 kgs/m<sup>2</sup> de acuerdo a estimaciones efectuadas. Si trasladamos ese valor al espécimen encontramos que alcanzaría un peso hipotético de 34.83 toneladas (Se obtiene multiplicando la carga repartida propuesta por el area de la losa y por dos). Tomando estas consideraciones como referencia encontramos que el espécimen soportó un 66% de este peso hipotético ya que la carga final fue de 22.9 toneladas, por lo que, resistencia observada es igual a 0.66W.

La demanda de resistencia estipulada por RDF-87 [10] establecen un valor de Cortante Basal que toma en cuenta el peso de la estructura multiplicado por un coeficiente sísmico ( C ) afectado por un factor de importancia ( F. I.) y dividido por un factor de ductilidad ( Q ).

· En nuestro caso se pueden definir los siguientes valores:

C = 0.40 ( Zona III).

Q = 2; ( Por el tipo de estructuración del espécimen)

F. I. = 1; (Estructuras de tipo "B").

Tomando el peso hipotético del que se habló anteriormente tenemos una demanda de resistencia de  $(0.40 \times 1 / 2)W = 0.20W$ . que representa el 30.3% de la resistencia observada en el ensaye.

**CONCLUSIONES.**

Con base en los resultados y análisis de esta investigación se puede concluir lo siguiente:

1.- La estimación de rigidez global del espécimen, tomando como referencia el método de análisis del ancho equivalente con  $C_2+3h$ , lleva a sobreestimar la rigidez de este tipo de estructuras aun para niveles de carga lateral bajos (Cortante Basal  $< 8.92$  toneladas correspondiente a 38.9% de Carga Final).

2.- La rigidez de la estructura disminuye significativamente al aumentar el desplazamiento ( $\Delta/H > 0.6\%$ ), esto implica que aun para valores bajos de carga lateral en este tipo de estructuras se acentúa el problema de falta de rigidez ante cargas laterales.

3.- La evolución de las grietas por flexión en las nervaduras de la losa y el análisis de la deformación en varillas de la losa hacen ver que en el rango elástico ( $\Delta/H < 0.6\%$ ) solamente una zona reducida de losa participa bajo efectos de flexión. Conforme aumenta la carga y el daño en la estructura es apreciable la participación de la losa se amplía a todo su ancho.

4.- La presencia de grietas por cortante en columnas y falla por flexión y cortante en las nervaduras de la losa reticular limitaron de manera importante la ductilidad del espécimen, por lo

que es recomendable reducir la separación de los estribos en la zona central de las columnas y en las nervaduras de la losa en la vecindad de la zona maciza. El RDF-87 [1] ya toma en cuenta estas consideraciones lo que es acertado.

5.- El comportamiento de la conexión losa-columna fue bueno, lo que demuestra la eficiencia del refuerzo especial por cortante y flexión que estipula el RDF-87, aunque hubiera sido apropiado aumentar la carga gravitacional en el ensaye, para evaluar este efecto sobre la resistencia de la conexión. Sin embargo, el análisis de esta resistencia indica que depende principalmente del efecto del momento de desbalanceo ante cargas laterales.

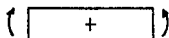
6.- Dado que para  $\Delta/H = 1.8\%$  se observó que algunas secciones de columna y losa presentaron deformaciones mayores que las de fluencia, así como una distribución de daños importantes se concluye que a partir de este nivel de deformaciones el daño en la estructura es severo.



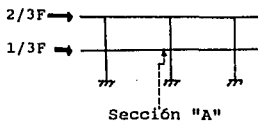
## APÉNDICES.

**A.1. FUERZA LATERAL ASOCIADA AL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO EN LA LOSA (ANCHO =  $C_2 + 3h = 49.2$  cms.).**

Se analiza la condición de fuerza lateral  $F$  en un marco del espécimen tal que iguale el momento resistente negativo en losa de primer nivel. Se propone una fuerza  $F$  de 7.469 toneladas que equivalen a un Cortante Basal en el espécimen de  $2F = 15.380$  toneladas.



Convención de momento en losa



Dicha fuerza provoca un momento negativo en sección "A" de la losa de  $11.339F = 11.339 \times 7.690 = 87.20$  ton-cm. El RDF-87 [1] Capítulo 6.6 párrafo II expresa: "Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho  $C_2 + 3h$  centrado con respecto a eje de columnas". Por ello se considera que el 100% de fuerza lateral se resiste en el ancho mencionado y no se aplica ninguna reducción.

El momento negativo producido por carga gravitacional en "A" es de 17.074 ton-cm. Se emplea una reducción al 75% ya que es el porcentaje que corresponde a la franja de columna según RDF-87 [1] Capítulo 6.9. y como la franja de columna abarca únicamente a zona

maciza de losa (60.0 cms. de ancho) y el ancho que se analiza tiene 49.2 cms. por este motivo se emplea una nueva reducción de  $49.2/60.0 = 82\%$ . En resumen, se tiene Momento Negativo por Carga Gravitacional en  $C_2 + 3h$  es igual a  $0.75 \times 0.82 \times 17.074 \text{ ton-cm} = 10.500 \text{ ton-cm}$ .

Si combinamos el efecto de fuerza lateral F propuesta y efecto gravitacional se tiene que:

MOMENTO ACTUANTE NEGATIVO EN "A" =  $87.20 + 10.50 = 97.7 \text{ ton-cm}$

El momento resistente NEGATIVO en la losa (ancho =  $C_2 + 3h = 49.2 \text{ cms.}$ ) se evaluará con la expresión propuesta por RDF-87 [1] (Capítulo 2.1.2. Revisión de estados límite) para vigas sin acero a compresión:

$$M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (\text{A1.1})$$

En la que q se define como:

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} \quad (\text{A1.2})$$

y  $f'_c$ :

$$f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1250}\right) f'_c \quad (\text{A1.3})$$

Como puede apreciarse en la figura 30 el armado en el lecho superior correspondiente a la losa en esta zona consta de 14 varillas con diámetro 1/4".

Los valores a emplear son:

$$h = \text{Peralte de la losa} = 10.7 \text{ cms.}$$

$$d = \text{Peralte efectivo de la losa} = 9.9 \text{ cms.}$$

$$A_s = \text{área de acero} = 4.438 \text{ cm}^2.$$

$$C_2 = \text{Ancho de columna perpendicular al análisis} = 17.1 \text{ cms.}$$

$$f_y = 2310 \text{ kgs/cm}^2.$$

$$b = \text{Ancho de losa} = C_2 + 3h = 49.2 \text{ cms.}$$

$$p = \text{porcentaje de acero} = 4.438/(bd) = 0.009$$

$$f'_c = 365 \text{ kgs/cm}^2$$

$$f''_c = 277 \text{ kgs/cm}^2 \text{ (De ecuación A1.3)}$$

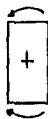
$$q = 0.0759 \text{ (De ecuación A1.2)}$$

Al sustituir en ecuación 1 se obtiene el Momento Resistente Negativo = 97.7 ton-cm.

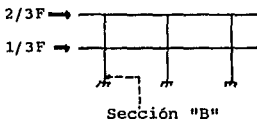
Concluyendo, la fuerza lateral propuesta está asociada a la resistencia de la losa por momento negativo, ya que el momento resistente y el actuante coinciden (97.7 ton-cm en ambos casos).

## A.2. FUERZA LATERAL ASOCIADA AL MOMENTO RESISTENTE DE LA COLUMNA DE BORDE.

Se propone una fuerza  $F = 9.853$  tons. que equivalen a un Cortante Basal en el espécimen de  $V = 19.706$  tons.



Convención de momento en columna



Sección "B"

Dicha fuerza  $F$  provoca un momento negativo en la sección "B" igual a  $23.589F = 23.589 \times 9.853 = 232.42$  ton-cm. El efecto por carga gravitacional en la sección "B" es igual a un momento positivo de  $1.216$  ton-cm. La suma de contribuciones de fuerza lateral y carga gravitacional es  $232.42 - 1.21 = 231.21$  ton-cm (Momento Negativo).

Para calcular el momento resistente en la columna de borde se emplea el diagrama de interacción de la figura 29 [19]. En la gráfica se observa que es necesario definir un valor de  $k$  con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{P_u}{F_u b h f'' c} \quad (A2.1)$$

Donde:

$P_u$  = Carga Axial en columna.

$P_u = 0.223 \times 9.853$  (por fuerza F) - 1.956 tons. (Por Carga Gravitacional)

$P_u = 0.241$  tons = 241 kgs (Tensión)

$F_R = 1.0$

b = dimensión de columna perpendicular al análisis=17.1 cms

h = dimensión de columna normal al análisis=17.1 cms.

$f'c = 280$  kgs/cm<sup>2</sup>

$f''c = 231.2$  kgs/cm<sup>2</sup> (Ecuación A1.3 con  $f'c=280$  kgs/cm<sup>2</sup>)

Al sustituir valores en la ecuación A2.1 tenemos  $k=0.0016$  y al entrar en la gráfica obtenemos  $R = 0.20$ . El momento resistente para la columna de borde se evalúa con la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R b h^2 f''c R \quad (A2.2)$$

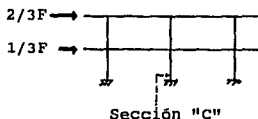
Tomando factor de resistencia igual a 1 se encuentra que:

$$M_R = 231209 \text{ kg-cm} = 231.21 \text{ ton-cm.}$$

Concluyendo, la fuerza lateral propuesta está asociada a la resistencia de la columna de borde por momento flexionante, ya que el momento resistente y el actuante coinciden ( 231.21 ton-cm en ambos casos).

### A.3. FUERZA LATERAL ASOCIADA A LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE EN LA COLUMNA CENTRAL.

Se propone una fuerza  $F = 8.976$  tons. que equivalen a un Cortante Basal de 17.952 tons. Este valor provoca una fuerza cortante en el sección "C" de  $0.376 \times 8.976 = 3.375$  tons. La contribución de la carga gravitacional es nula en columna central. Se concluye que  $V_u = 3375$  kgs.



Los valores que se emplean en este caso son los siguientes:

$$A_g = \text{Área bruta de la columna} = (17.1 \text{ cm.})^2 = 292.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Área total de acero en columna} = 7.920 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \text{Carga axial en columna central} = 2370 \text{ kgs.}$$

$p_1$  = porcentaje de acero de varillas de la capa más próxima la cara de tensión (Ver figura 11)

$$p_1 = 3.247/292.41 = 0.011$$

Para conocer la fuerza cortante resistente se tomará en cuenta la condición de flexo-compresión. En RDF-87 [1] capítulo 2.1.5 párrafo III se especifica que si la carga axial en la columna no excede de  $0.7 f'c A_g + 2000 A_s$  (73152 kgs.) entonces la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ , se obtendrá multiplicando los

valores dados por las ecuaciones 2.17 o 2.18 de RDF-87 [1] por  $1 + 0.007(P_u/A_g)$ .

En este caso como  $p_1$  es mayor de 0.01 se emplea la ecuación 2.18 de RDF-87 [1] para la fuerza cortante que toma el concreto afectada por el factor mencionado.

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{F'_C} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}) \quad A3.1$$

Sustituyendo valores en esta expresión se encuentra que la fuerza cortante que toma el concreto es

$$V_{CR} = 2328.0 \text{ kgs.}$$

Se propuso una fuerza  $F$  tal que provoca una fuerza cortante igual a 3375 kgs por lo que es necesario considerar la contribución del refuerzo de acero por tensión diagonal. Se procede a evaluar la separación de estribos "s" que cubre la diferencia entre  $V_u$  y  $V_{CR}$ . Para ello se aplicarán los conceptos de 2.1.5.b de RDF-87 [1], que expresan que cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_{CR}$  se requerirá refuerzo por tensión diagonal y la separación  $s$ , se determinará con la expresión siguiente:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_t A_v f_y}{3.5b} \quad (A3.2)$$

Donde:

$F_R = 1.0$  (Se ignora factor de resistencia).



$$A_v = 3.41 \times 0.124 \text{ cm}^2 = 0.423 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 1930 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 15.4 \text{ cms.}$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$b = 17.1 \text{ cms.}$$

Sustituyendo valores en esta ecuación se encuentra que la separación de estribos es igual a 12.0 cms. (menor que 13.64 cms. límite de ecuación A3.2) que corresponden al armado en parte media de la columna (ver figura 11).

Concluyendo, la fuerza lateral propuesta está asociada a la resistencia por cortante de la columna central.

#### A. 4. FUERZA LATERAL ASOCIADA A LA RESISTENCIA POR CORTANTE EN LA CONEXIÓN LOSA - COLUMNA.

Se propone una fuerza lateral  $F = 17.414$  toneladas que corresponde a un cortante basal en el espécimen igual a  $34.828$  toneladas.



Se considerará el criterio de RDF-87 [1] Capítulo 2.1.5.h. párrafo 2, de donde se extraen algunos fragmentos relativos al comportamiento de losas ante momentos concentrados:

"Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada."

"La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo a lo siguiente: Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área carga a una distancia de ésta igual a  $d/2$ ."

"En losas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a  $d/2$  de la periferia en la zona maciza alrededor de las columnas."

"Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares ente sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho,  $b$ , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa,  $d$ , más la dimensión horizontal de la cara de columna ( $C_1$ ) a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa."

Con base en los criterios anteriores se procede a calcular el esfuerzo cortante actuante con base a criterio del figura 2.1 de RDF-87 [1]. Se emplea la ecuación siguiente:

$$v_u = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M_p C_{AB}}{J_c} \quad (A4.1)$$

En donde:

$C_1$  = Dimensión de columna dirección análisis = 17.1 cm

$C_2$  = Dimensión de columna dirección normal = 17.1 cm

$d$  = peralte efectivo = 9.9 cm

$V$  = Cortante por Carga Gravitacional.

$V = ( 1.78 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} - 0.27^2 \text{ m}^2 ) \times 318.0 \text{ kgs/m}^2$

$V = 1108.9 \text{ kgs.}$

$A_c = 2d(C_1 + C_2 + 2d) = 1069.2 \text{ cm}^2$

$$M_D = M(\text{COL. 1}) + M(\text{COL. 2}) = (12.833 + 8.177) \times 17.414$$

$$M_D = 365.868 \text{ Ton-cm}$$

$$M_D = 365868.0 \text{ kg-cm (Momento de desbalanceo).}$$

$$C_{AB} = (C_1 + d)/2 = 13.50 \text{ cm.}$$

$J_c$  y  $\alpha$  se evalúan con las siguientes expresiones:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d)/(C_2 + d)}} \quad (\text{A4.2})$$

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2} \quad (\text{A4.3})$$

Sustituyendo valores se tiene  $\alpha = 0.40$  y  $J_c = 134274 \text{ cm}^4$ .

De ecuación A4.1 se obtiene que el esfuerzo cortante actuante en ancho  $C_1 + d$  es

$$v_u = 15.751 \text{ kgs/cm}^2.$$

Además

$$V_u = v_u b d = 4210.2 \text{ kgs. (Fuerza Cortante Actuante.)}$$

Ahora se procede a evaluar la fuerza cortante resistente. La contribución del concreto según RDF-87 [1] Capítulo 2.1.5.h. párrafo II corresponde a:

$$V_{CR} = 0.4 F_R b d \sqrt{F' C} \quad (\text{A4.4})$$

Evaluando esta expresión se tiene  $V_{CR} = 2042.7$  kgs.

La diferencia entre la fuerza cortante actuante (4210.2 kgs ) y la fuerza que toma el concreto se cubre mediante estribos de acero para tensión diagonal. La separación de estribos se evalúa con la ecuación 2.21 de RDF-87 [1] modificada por un factor de 0.85.

$$s = \frac{0.85 F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad (\text{A4.5})$$

donde:

$$F_R = 1.0$$

$$A_v = 6 \text{ ramas } \phi 1.9 \text{ mm.} = 6 \times 0.028 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = 0.168 \text{ cm}^2.$$

$$f_y = 4600 \text{ kgs/cm}^2$$

$$d = 9.9 \text{ cms.}$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$V_{CR} = 2042.7 \text{ kgs.}$$

$$V_u = 4215.8 \text{ kgs.}$$

Al evaluar se obtiene que la separación de estribos es de 3.0 cms  $\leq$  8.2 cms que corresponde a armado en zona maciza (fig 31).

Además en RDF-87 [1] se especifica que  $v_u$  no debe exceder de:  $1.3F_R (f'c)^{0.5} = 19.10 \text{ kgs/cm}^2$  (Si cumple).

Se concluye que la fuerza F propuesta está asociada a la resistencia por cortante en la conexión.

**BIBLIOGRAFÍA.**

1.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 26 de Noviembre de 1987.

2.- B.F. Maison y C.F. Neuss, "Manual SUPER-ETABS" (Manual de Programa de Cómputo para análisis elástico de estructuras) California, Berkeley, California, Septiembre de 1974.

3.- Allen, F. y Darvall H. "Ancho eficaz de losas en el método de marco equivalente para cargas laterales". Seminario de Ingeniería, UNAM, Junio 1976.

4.- Pecknold, David, "Slab effective width for equivalent frame analysis", Journal ACI, Proceedings vol. 72, abril 1975.

5.- Reyes, G.A. "Ancho equivalente de losas reticulares para análisis ante cargas laterales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1976.

6.- Rodríguez, Mario y Meli, Roberto. "Diseño sísmico de conexiones entre losas reticulares y columnas", Publicación No. 450, Instituto de Ingeniería, UNAM Junio 1982.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

7.- Moehle, Jack y Diebold, John, "Experimental study of the seismic response of a two story flat-plate structure", Report No. UBC/EERC-84/08, Berkeley, California, Agosto 1984.

8.- Zee, Howard y Moehle, Jack, "Behavior of interior and exterior flat plate connections subjected to inelastic load reversals". Universidad de California, Berkeley, Reporte No. UBC/EERC - 84/07, Agosto 1984.

9.- Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, 1982.

10.-Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987).

11.- Normas de Emergencia para el Reglamento de Construcciones del D.F. (México) 1985.

12.- Vanderbilt, Daniel, "Equivalent frame analysis of unbraced reinforced concrete buildings for static lateral loads", Reporte de Investigación estructural No. 36, Colorado State University, Julio 1981.

13.- J. Di Stasio y M.P. Van Buren, "Transfer of bending moment between flat plate floor and column", ACI Journal, Septiembre 1960.

- 14.- N. Hanson y J. Hanson "Shear and moment transfer between concrete slabs and columns", Journal Portland Cement Association, Vol. 10, no. 1. Enero 1968.
- 15.- Reglamento del ACI (American Concrete Institute) 1983.
- 16.- Islam and Park, "Tests on slab-column connections with shear and unbalanced flexure", Journal ASCE Structural Division, Marzo 1976.
- 17.- Hawkins, N.N., Mitchell D. y Symonds D. W. "Hysteretic behavior of concrete slab to column connections", Proc. VI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, 1977.
- 18.- R. Park y S. Islam, "Strenght of slab-column connections with shear and unbalanced flexure", Journal ASCE Structural Division, Septiembre 1976.
- 19.- Loera Santiago, Rodríguez Mario y Meli Roberto, "Ayudas de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Serie del Instituto de Ingeniería No. ES-2, Noviembre 1991.
- 20.- Khan, Fazlur y Sbarounis John, "Interaction of shear walls and frames", Proceedings ASCE, ST3, Junio 1964.

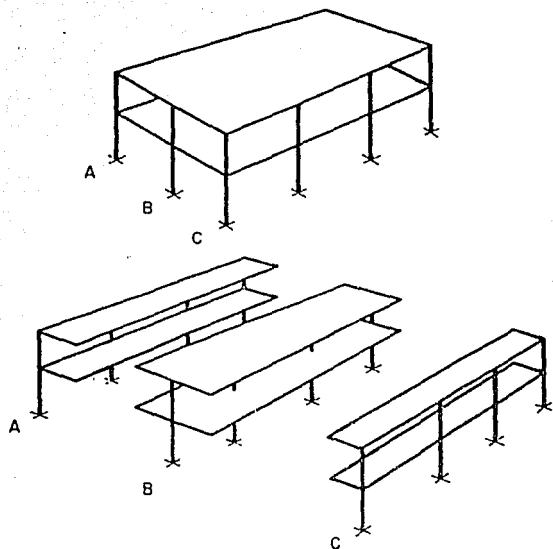


21.- Varderbilt Daniel y Corley Gene, "Frame analysis of Concrete Buildings", Concrete International, Diciembre 1983.

22.- Corley Gene y Jirsa James, "Equivalent frame analysis for slab design", ACI Journal, Noviembre 1970.

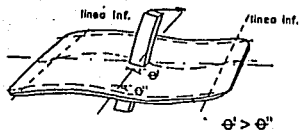
23.- Hawkins Neil y Corley Gene, "Transfer of unbalanced moment and shear form plates to columns, cracking, deflection and ultimate load of concrete slab systems", SP30-ACI, 1971.

## FIGURAS.

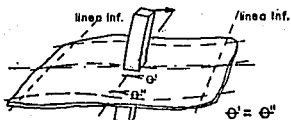


Idealización de una estructura con losa plana en la dirección longitudinal

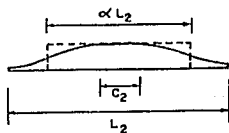
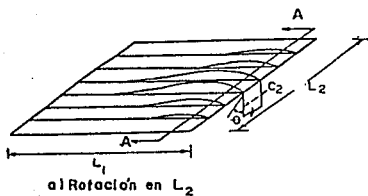
FIGURA 1.



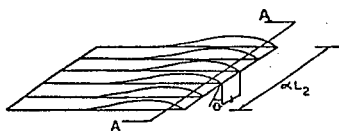
Rotación elemento losa-columna.



Rotación elemento viga-columna.



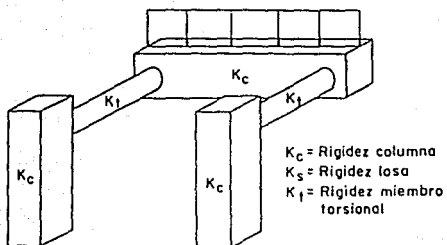
b) Rotación en sección A-A



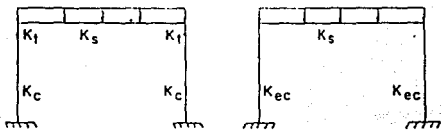
c) Ancho equivalente.

MODELO PARA EL MÉTODO DEL ANCHO EQUIVALENTE.

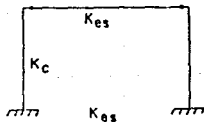
FIGURA 2.



A) Miembros del marco



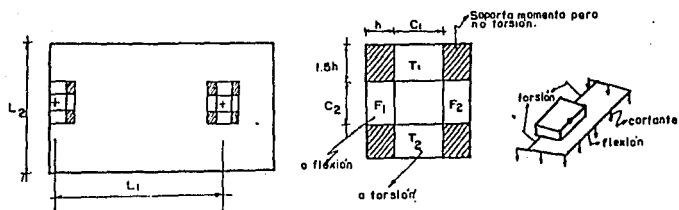
b) Rigidez torsional en serie con las columnas



c) Marco equivalente

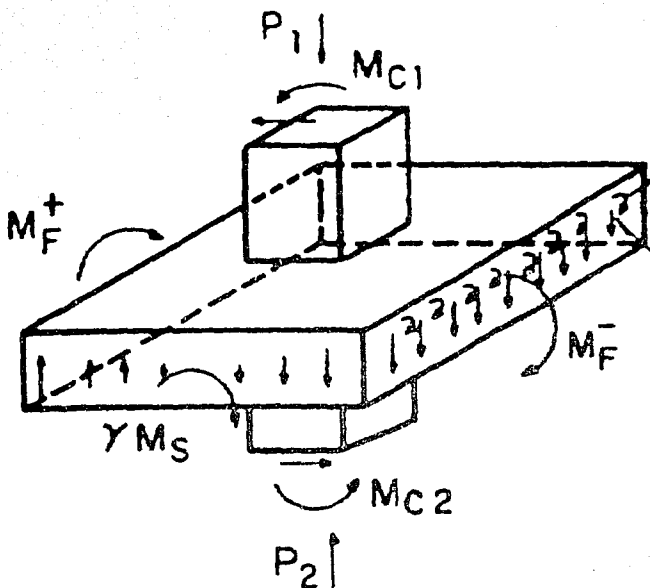
MODELO PARA EL METODO DEL MARCO EQUIVALENTE.

FIGURA 3.



METODO DE LAS VIGAS CORTAS.

FIGURA 4.



$M_P$  = Momento flexionante.

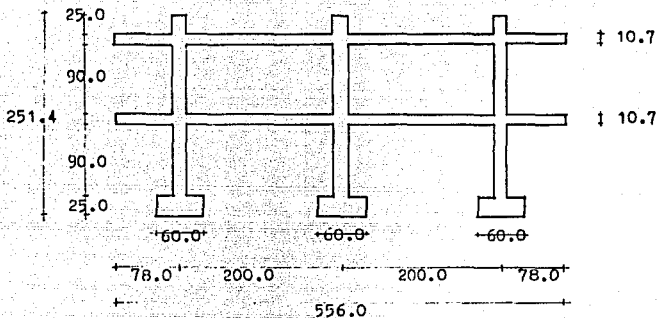
$M_C$  = Momento en columna.

$M_B = M_{c1} + M_{c2}$  = Momento de desbalanceo.

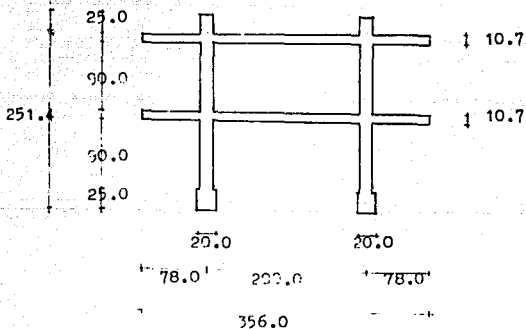
$\gamma M_s$  = Fracción de  $M_B$  que se transmite por esfuerzos cortantes.

TRANSMISION DE MOMENTOS ENTRE LOSA Y COLUMNA.

FIGURA 5.



a) Elevación eje 1



b) Elevación eje A.

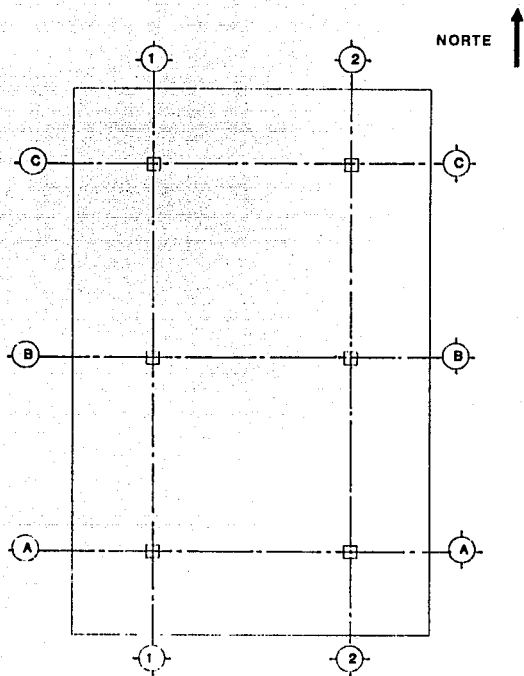
Acotaciones: cms.

Escala: 1:50

DIMENSIONES FINALES DEL MODELO.

FIGURA 6.

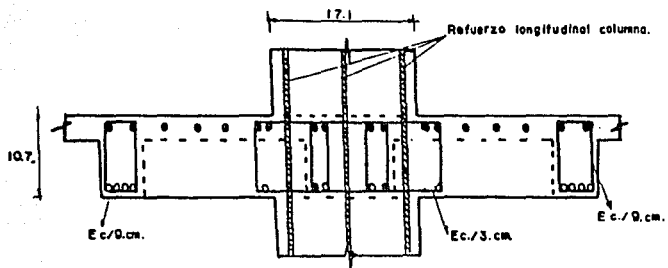




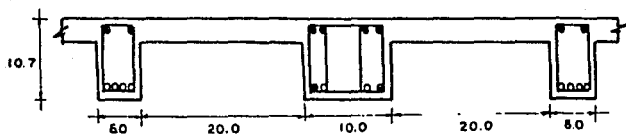
UBICACION DE EJES.

FIGURA 7.





CORTE A-A

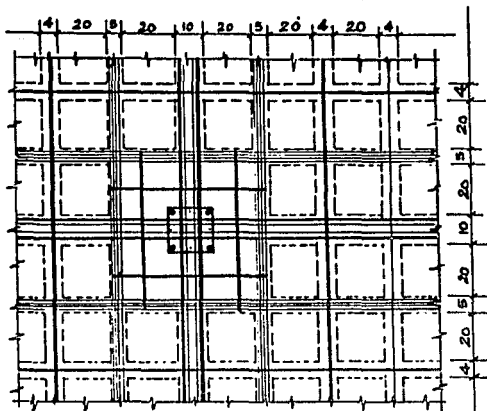


CORTE B-B




NOTA: ● Verillos  $\varnothing$  1/4"

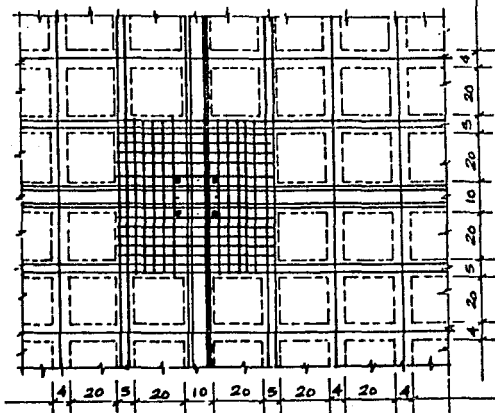
○ Verillos  $\varnothing$  5/32"

FIGURA 9.



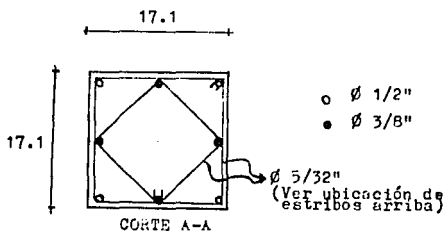
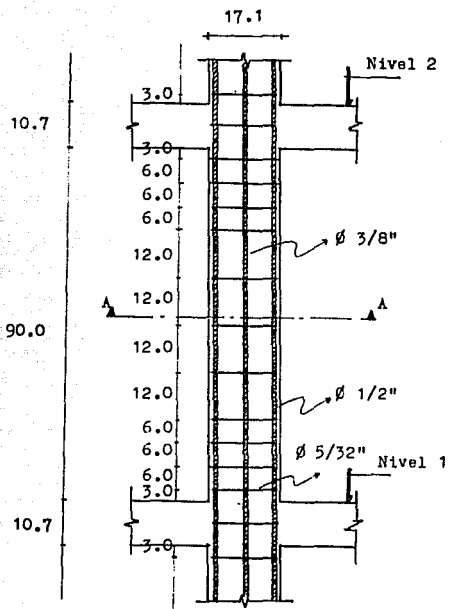
Detalle armado inferior de la losa.

-  Casellón
-   $\phi = 1/4"$
-   $\phi = 5/32"$



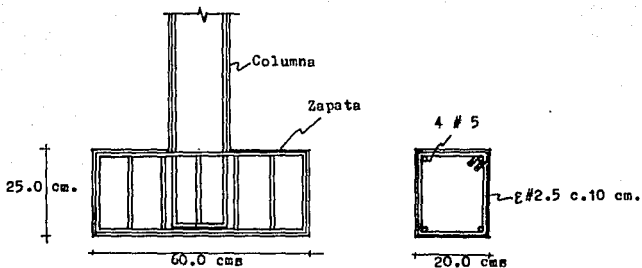
Detalle armado superior de la losa.

FIGURA 10.



DETALLE ARMADO DE COLUMNA.

FIGURA 11.



DETALLE ARMADO ZAPATAS.

FIGURA 12.

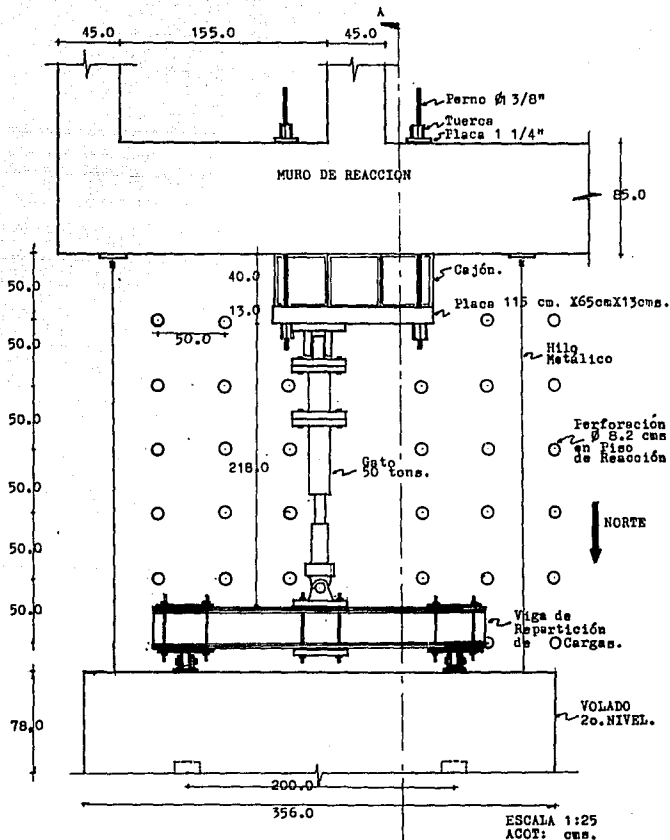


FIGURA 13.

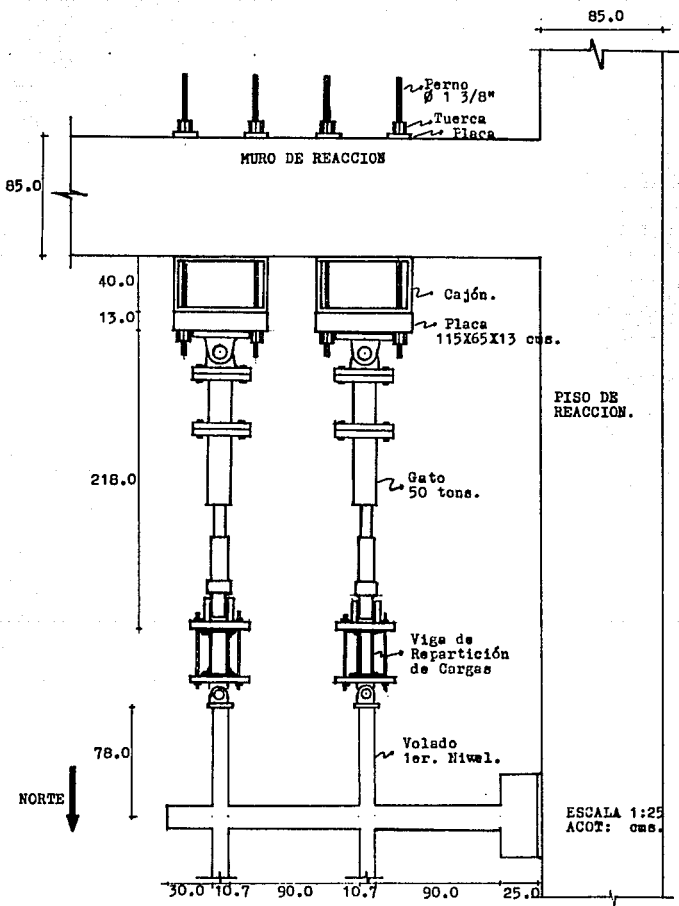


FIGURA 14.





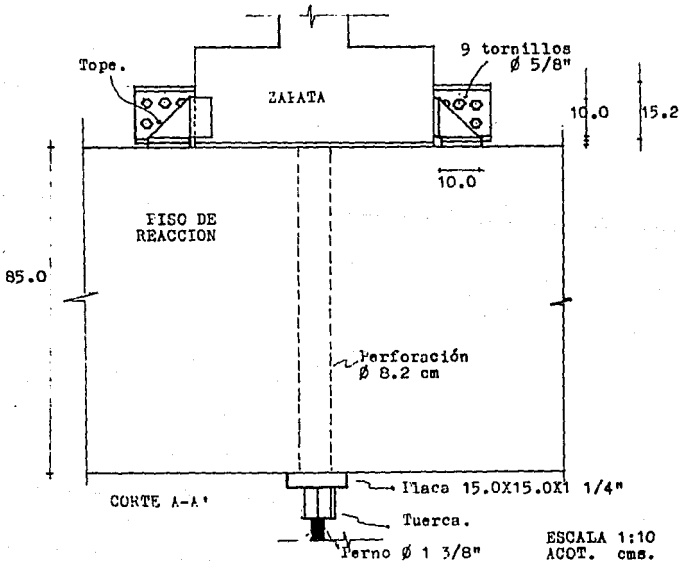
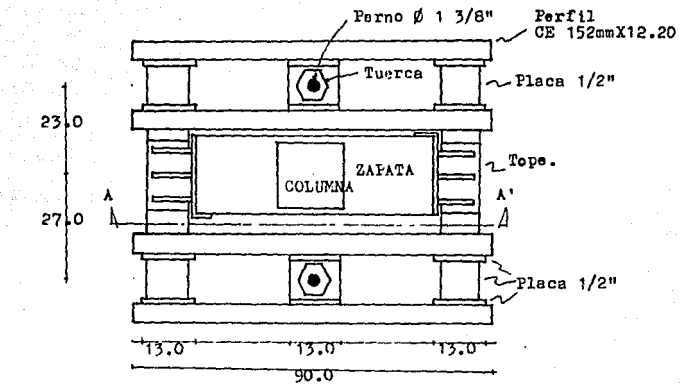
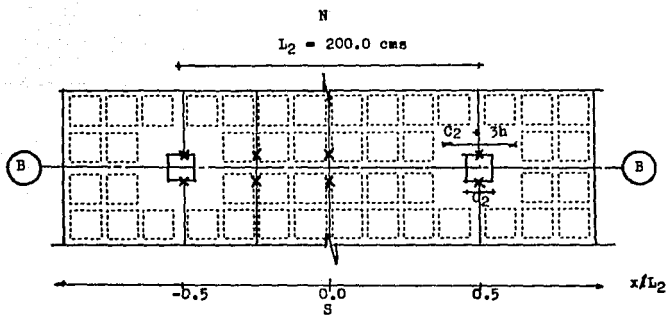


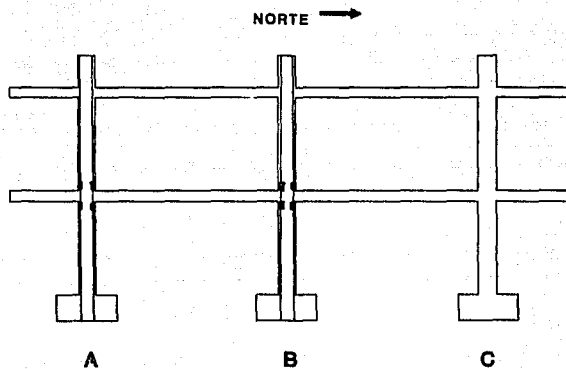
FIGURA 16.

ESCALA 1:10  
ACOT. cms.



× Posición de Strain Gage en Lecho Superior  
(Es idéntica a Lecho inferior).

UBICACION DE STRAIN GAUGES EN LOSA.  
FIGURA 17.



STRAIN GAUGE (■)

UBICACION DE STRAIN GAUGES EN COLUMNAS.

FIGURA 18

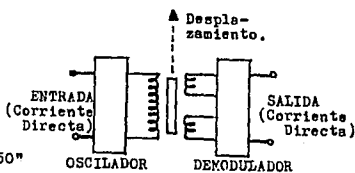
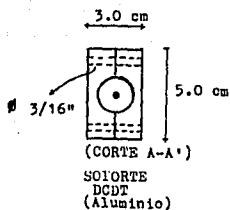
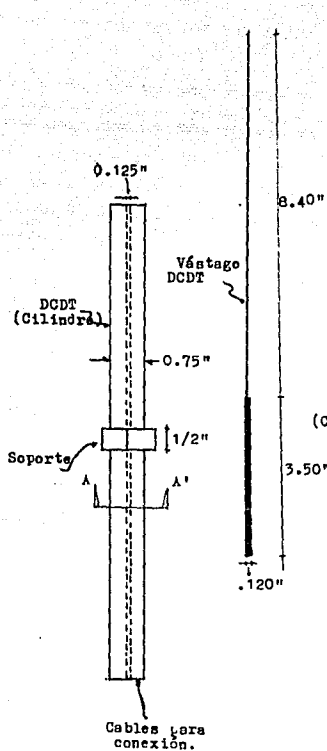
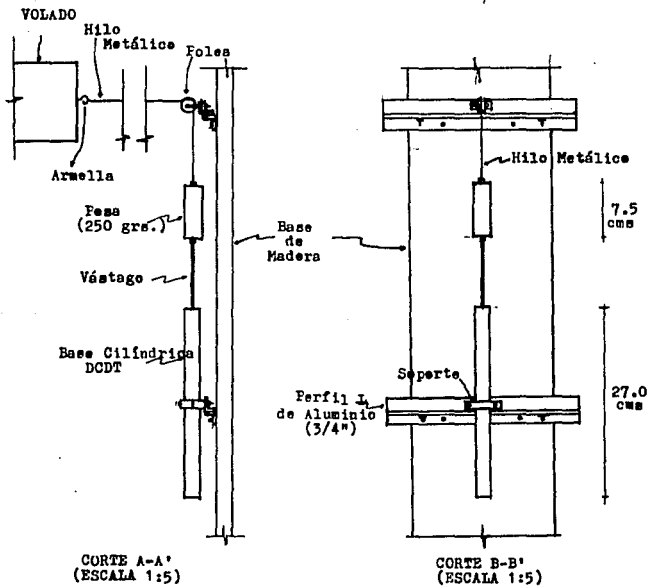
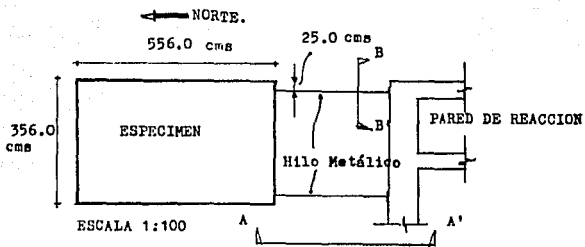


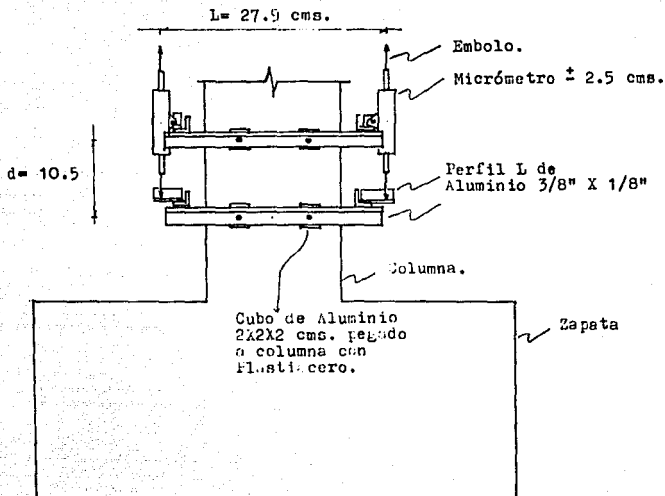
DIAGRAMA DE  
CIRCUITO DCDT.

ESCALA 1:2

CARACTERISTICAS DCDT.  
FIGURA 19



UBICACION DCDT.  
FIGURA 20.



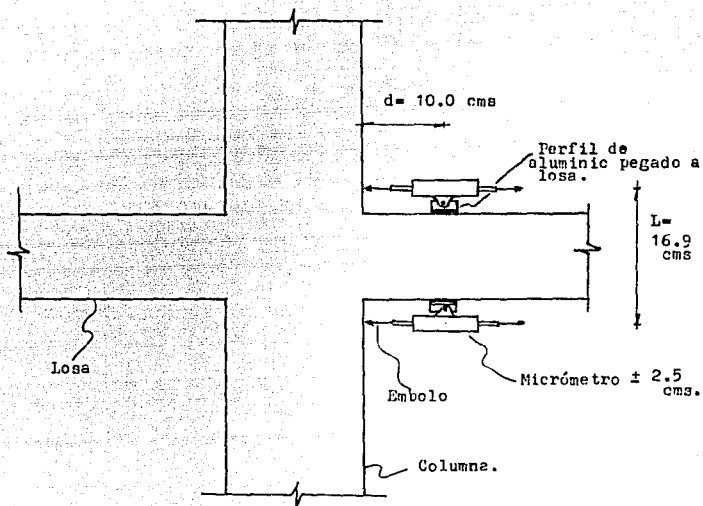
Escala 1:5  
 Aotaciones: cms.

$$\text{Curvatura} = \frac{M_2 - M_1}{Ld}$$

donde:  $M_1$  es lectura Micrómetro 1.

FEDICION TIPICA DE CURVATURA EN COLUMNA.

FIGURA 21.



Escala 1:5

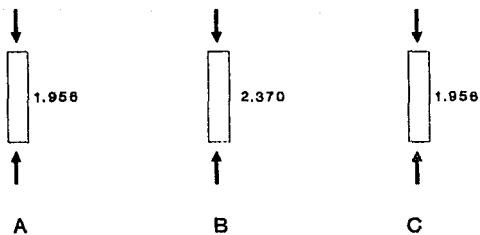
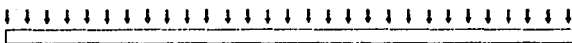
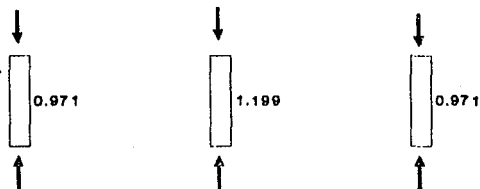
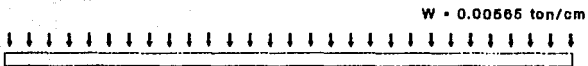
$$\text{Curvatura} = \frac{M_2 - M_1}{ld}$$

donde  $M_1$  es lectura Micrómetro 1.

MEDICIÓN TÍPICA DE CURVATURA EN LOSA.

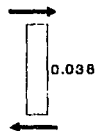
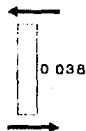
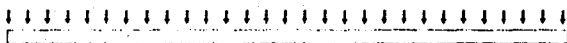
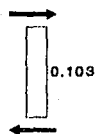
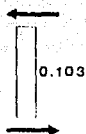
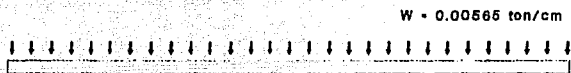
FIGURA 22.





FUERZAS AXIALES EN COLUMNAS POR CARGA GRAVITACIONAL.  
(ACOTACIONES EN TONELADAS)

FIGURA 23.



A

B

C

**FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS POR CARGA GRAVITACIONAL  
(ACOTACIONES EN TONELADAS)**

FIGURA 24.

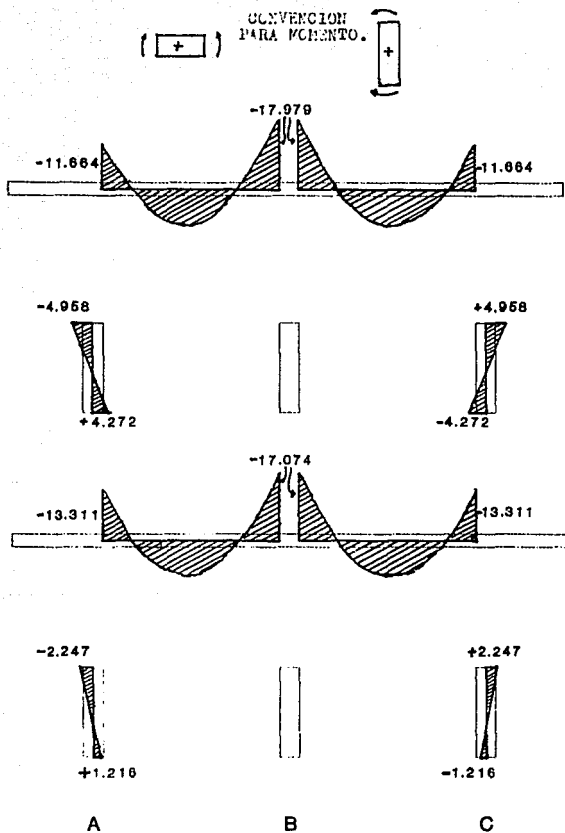
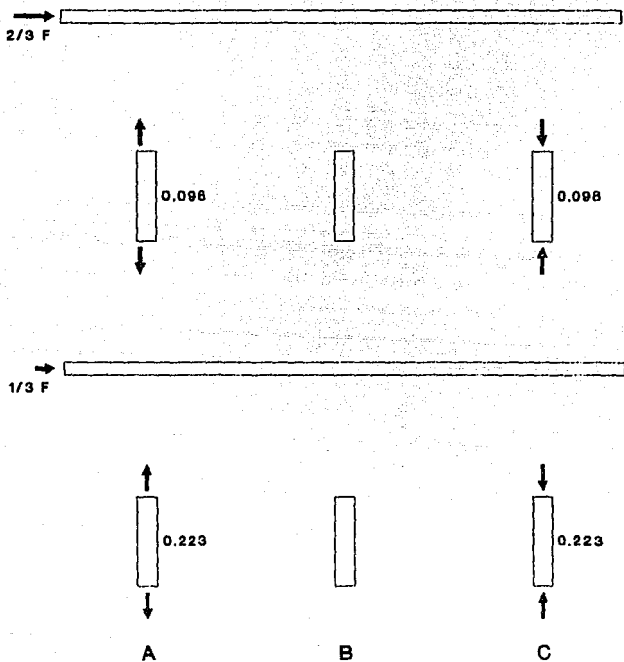
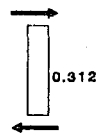
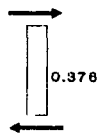
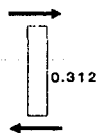
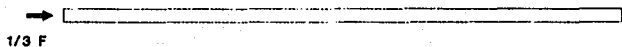
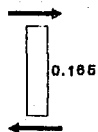
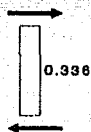
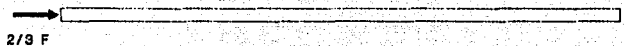


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA GRAVITACIONAL.  
(ACOTACIONES EN TON-CM)



FUERZAS AXIALES POR FUERZA LATERAL UNITARIA EN COLUMNAS.  
 F = 1.0 TONELADA. (ACOTACIONES EN TONELADAS)

FIGURA 26.



A

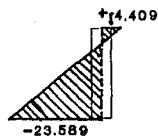
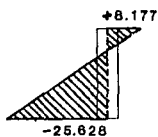
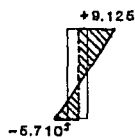
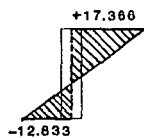
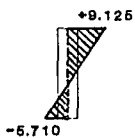
B

C

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS POR CARGA LATERAL UNITARIA  
PARA  $F=1.0$  TONELADA. (ACOTACIONES EN TONELADAS)

FIGURA 27.

CONVENCION PARA MOMENTO.



A

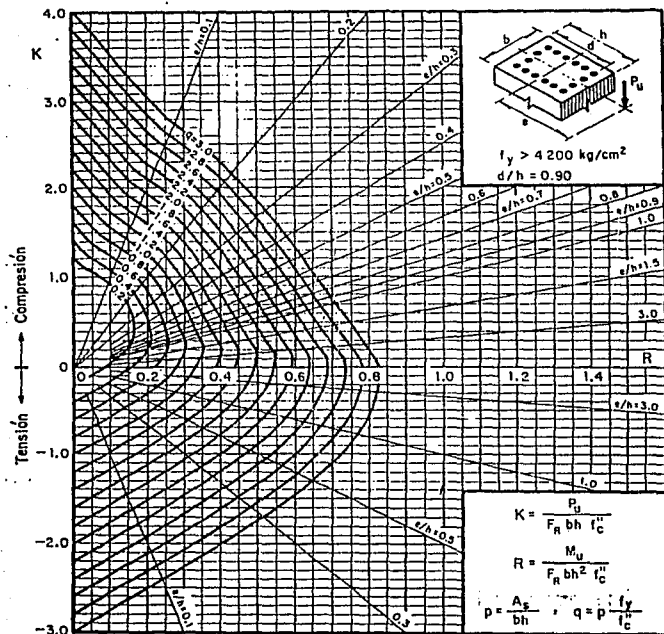
B

C

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN COLUMNAS Y LOSA  
PARA FUERZA LATERAL UNITARIA (ACOTACIONES EN Ton-cm.)

F = 1.00 Tons.

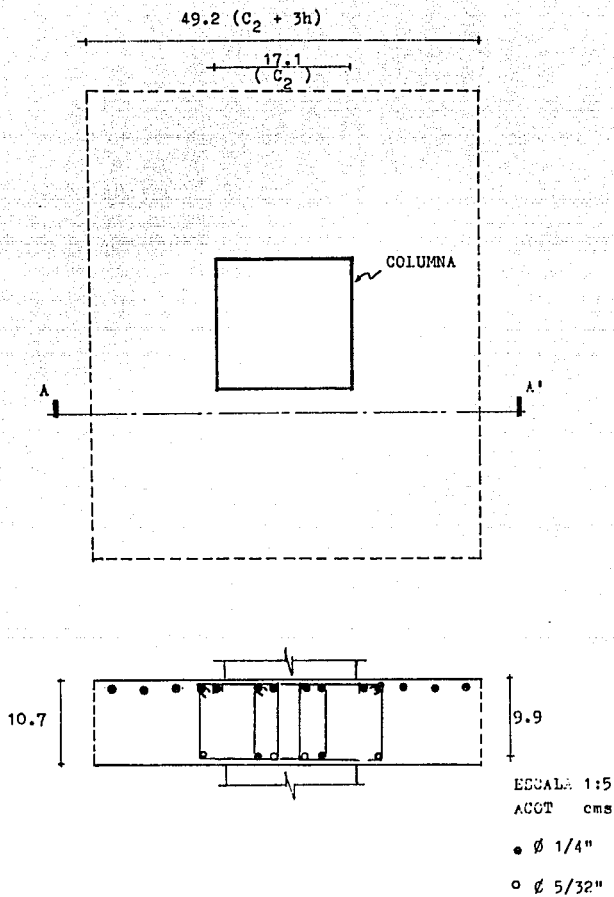
FIGURA 28.



$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial de diseño  
 $M_u$  = Momento flexionante de diseño

PAGINA 142, REFERENCIA 19.

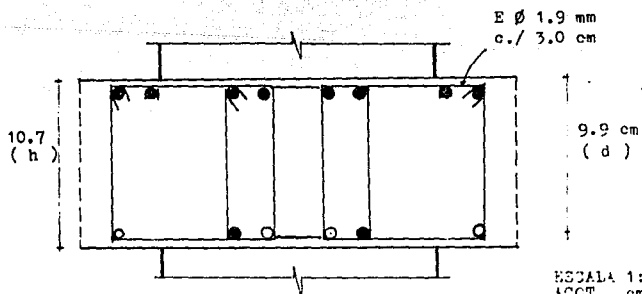
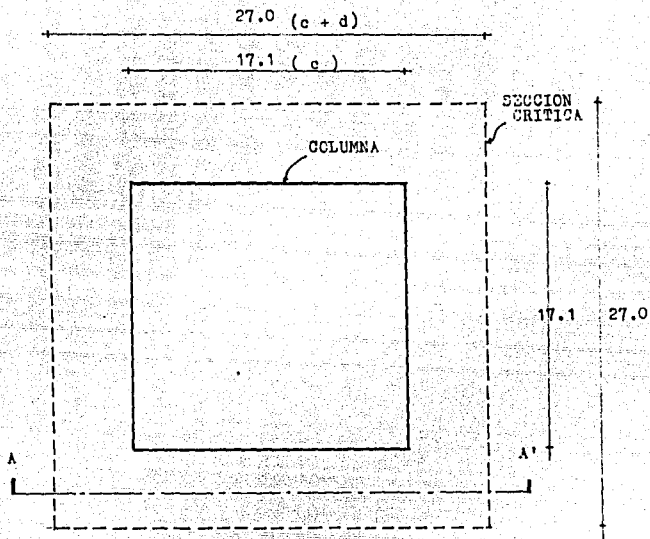
FIGURA 29.



ARMADO DE LOSA EN ANCHO  $C_2 + 3h$ .

FIGURA 30.



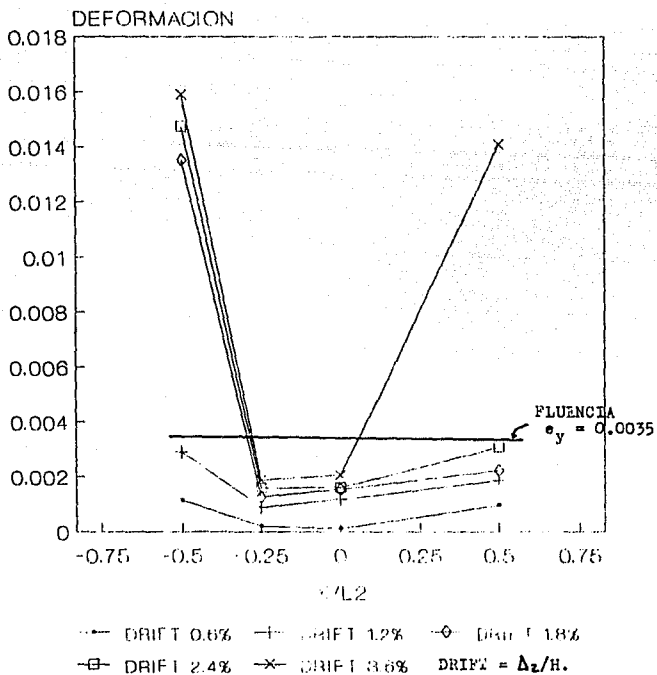


ESCALA 1:2.5  
ASCT. cms.

ARMADO DE ACERO EN ANCHO C + d.  
FIGURA 31.

- $\varnothing$  1/4"
- $\varnothing$  5/32"

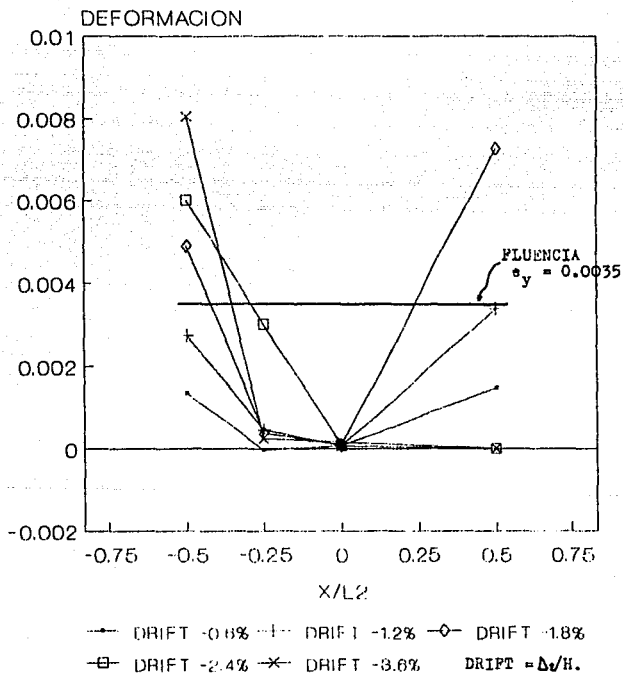
VARIACION DEFORMACION NIVEL 1  
VARILLAS LECHO INFERIOR - NORTE



ENSAYE LOSA RETICULAR

FIGURA 32.

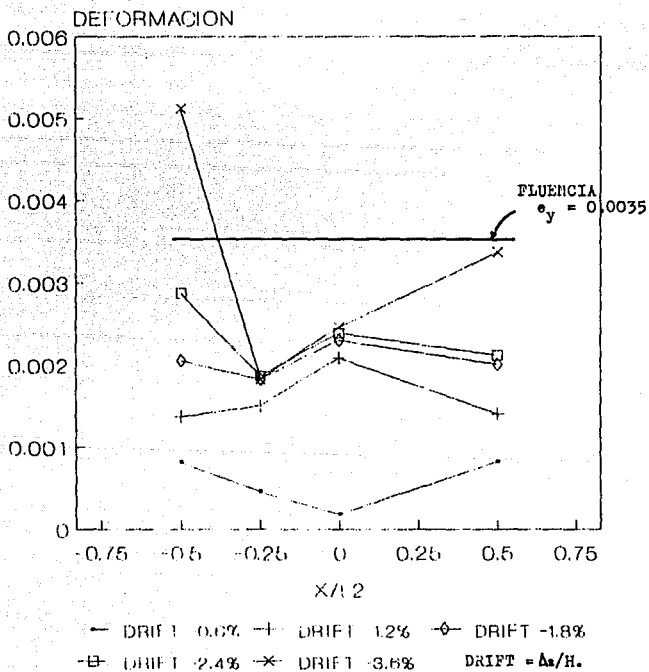
VARIACION DEFORMACION NIVEL 1  
VARILLAS LECHO INFERIOR - SUR



ENSAYE LOSA RETICULAR

FIGURA 33.

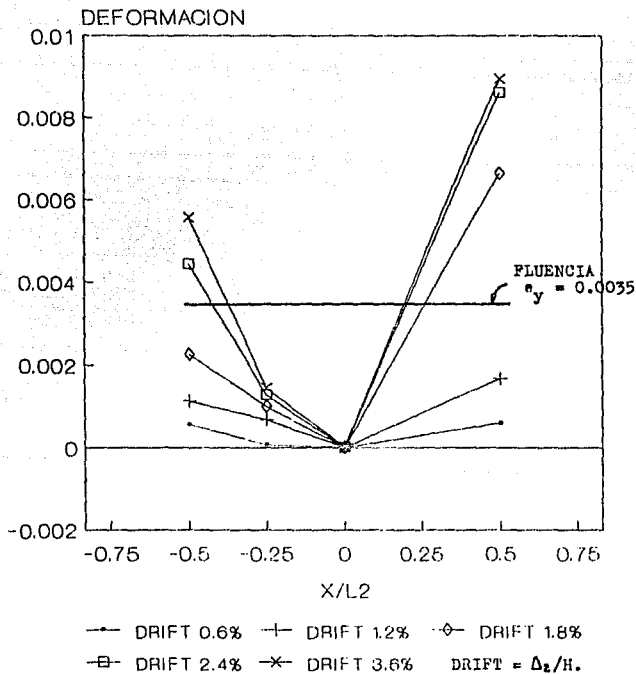
VARIACION DEFORMACION NIVEL 1  
VARILLAS LECHO SUPERIOR - NORTE



ENSAYE LOSA RETICULAR

FIGURA 34.

VARIACION DEFORMACION NIVEL 1  
VARILLAS LECHO SUPERIOR - SUR



ENSAYE LOSA RETICULAR

FIGURA 35.

**CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO 2o.NIVEL  
ENSAYE: LOSA RETICULAR.**

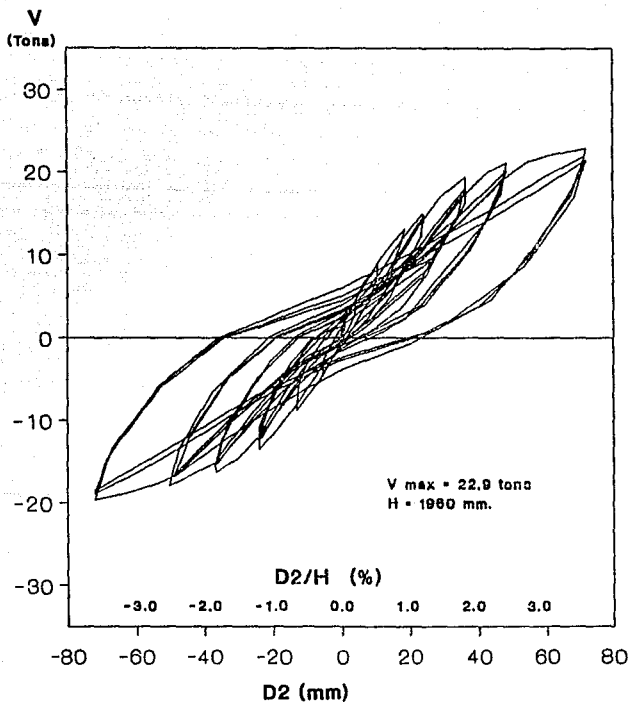


FIGURA 36.

ENVOLVENTE EXPERIMENTAL CORTANTE BASAL-  
DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL 2o. NIVEL.

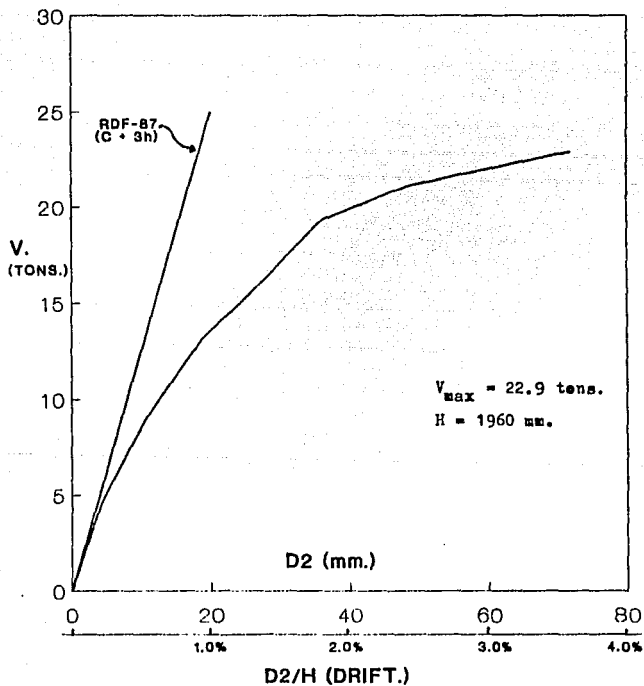
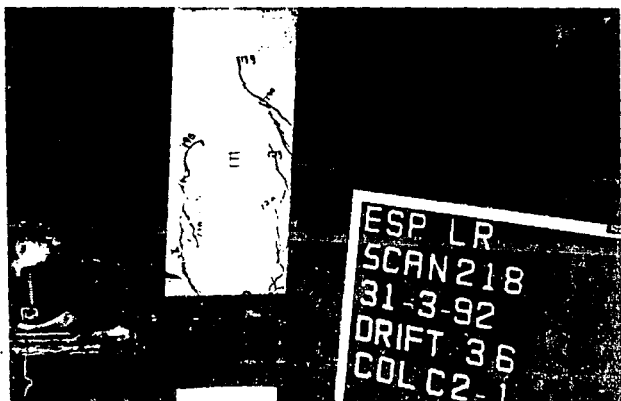


FIGURA 37.

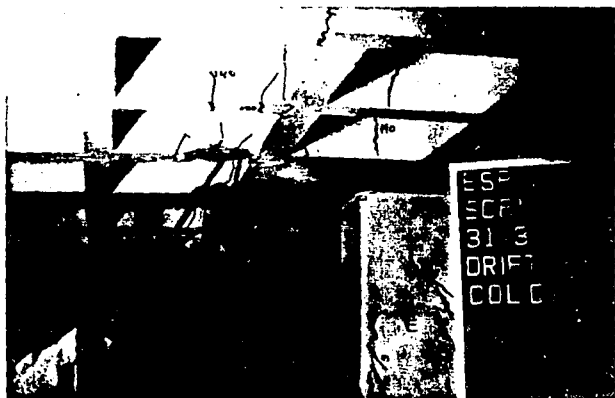


COLUMNA DE PRIMER NIVEL.  
INTERSECCION EJE C Y EJE 2.  
CARA: ESTE.  
(Se señala grieta por cortante).  
CORTANTE BASAL: 21.42 tons.  
APLICACION DE CARGA: S → N.

GRIETAS EN COLUMNA.

FIGURA 38.





LOCA DE PRIMERO NIVEL.  
CARA INFERIOR.  
INTERSECCION EJES 2 y C.  
CORTANTE BASAL: 21.42 tons.  
ALICACION DE CARGA S → N.  
( Se señala pandeo de varillas).

GRITAS EN HERRADURAS.

FIGURA 39.



PRIMER NIVEL.  
CARA INFERIOR DE CAPITEL.  
INTERSECCION EJES B y 1.  
CORTANTE BASAL: 19.62 tons.  
APLICACION DE CARGA: N-S

GRIETAS EN ZCNA MACIZA.

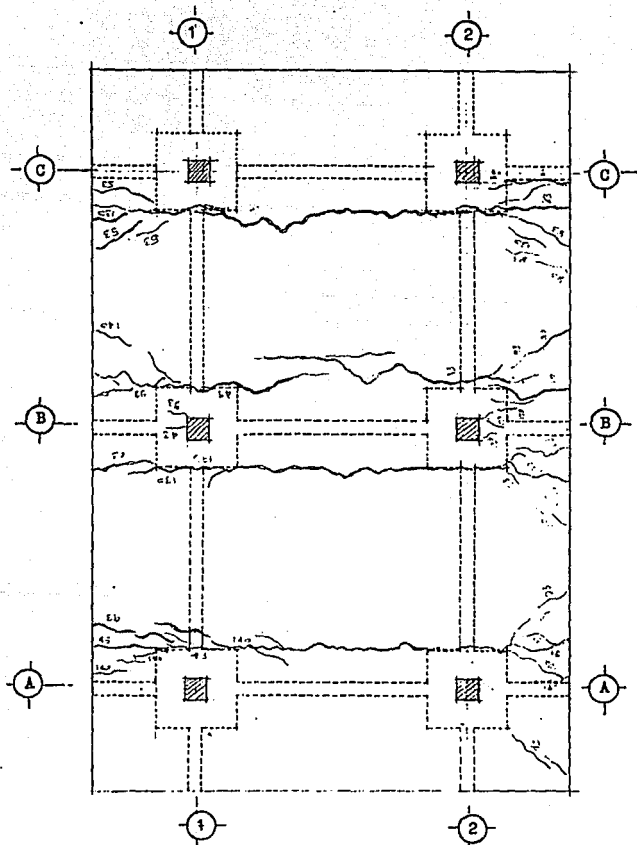
FIGURA 40.



LOSA DE PRIMER NIVEL.  
CARA SUPERIOR.  
EJE A.  
CORTANTE BASAL: 21.90 tons.  
APLICACION DE CARGA: S → N.  
(Se muestra grieta en todo el ancho  
de la losa).

GRIETAS EN CARA SUPERIOR DE LOSA.

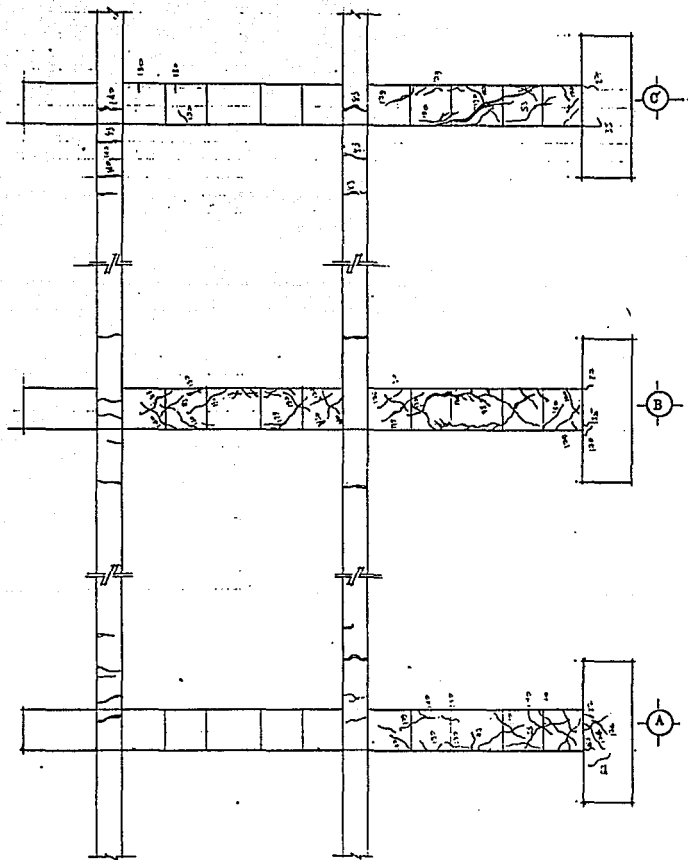
FIGURA 41.



LCSA DEL PRIMER NIVEL.  
CARA SUPERIOR.

LEVANTAMIENTO DE GRIETAS.

FIGURA 42.



LEVANTAMIENTO DE GRIETAS EJE 2 CARA ESTE.  
 FIGURA 43.