

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS QUE PRESENTA EL

Ing. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CREDITOS POR TESIS 11

JURADO:

Dr. Roberto Meli *R. Meli*

Ing. Oscar de Buen *O. de Buen*

M.en I. Neftalí Rodríguez *N. Rodríguez*

Dr. Luis Esteva *L. Esteva*

M.en I. Enrique Bazán *E. Bazán*

JEFE DE LA SECCION

Ing. JULIO DAMY RIOS *J. Rios*

C.U., México D. F. julio de 1979 -

V. B. B. B.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICADO A TODOS LOS QUE
LUCHAN POR UN
MUNDO MEJOR

DISEÑO SISMICO DE CONEXIONES ENTRE LOSAS PLANAS RETICULARES Y COLUMNAS

1. INTRODUCCION

1.1 Naturaleza del problema de Diseño Sísmico de Sistemas Losa Plana-Columna

1.1.1 Presentación del problema

1.1.2 Análisis de Marcos formados por losas planas y columnas

1.1.3 Transmisión de momentos entre columna y losa plana

1.2 Objetivos del estudio

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES ENTRE LOSAS PLANAS Y COLUMNAS

2.1 Revisión de las investigaciones sobre el problema de la transferencia de momentos en la conexión losa plana-columna

2.2 Teoría de la variación lineal de los esfuerzos cortantes

2.3 Teoría de la analogía de la viga para losas planas sin estribos

2.4 Refuerzo por cortante

2.5 Predicción de resistencia

2.6 Rigidez lateral

2.7 Comportamiento de la conexión losa plana-columna ante cargas cíclicas alternadas transfiriendo momentos y cortantes

2.7.1 Parámetros que describen el comportamiento histérico de elementos estructurales

2.7.2 Bases experimentales y teóricas que justifican el empleo de cargas estáticas alternadas en el estudio del comportamiento sísmico de elementos estructurales

2.7.3 Conexiones interiores

2.7.4 Conexiones de borde y de esquina

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Objetivos

3.2 Elección de la conexión prototipo

3.3 Especímenes

- 3.3.1 Justificación de la escala
- 3.3.2 Materiales
- 3.3.3 Construcción de los especímenes

3.4 Descripción de los ensayos

- 3.4.1 Condiciones de apoyo y carga
- 3.4.2 Instrumentación
- 3.4.3 Programa de prueba

4. RESULTADOS

4.1 Generales

4.2 Espécimen E1A

4.3 Espécimen E2

4.4 Espécimen E3

4.5 Espécimen E4

4.6 Espécimen E5

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Resistencia última

5.2 Características del comportamiento de la conexión ante cargas cíclicas alternadas

5.3 Rigideces experimentales obtenidas ante cargas cíclicas alternadas

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO

6.1 Conclusiones

6.2 Recomendaciones

7. RECONOCIMIENTOS

8. REFERENCIAS

TABLAS

FIGURAS

1. INTRODUCCION

1.1 NATURALEZA DEL PROBLEMA DEL DISEÑO SISMICO DE SISTEMAS LOSA PLANA-COLUMNA.

1.1.1 Presentación del problema

Un sistema losa plana-columna está caracterizado porque la losa se apoya directamente sobre columnas y porque la losa no presenta aumento del peralte en la zona de intersección con la columna. El procedimiento constructivo de estos sistemas es más sencillo que el de los edificios con vigas y columnas y desde el punto de vista arquitectónico permite una amplia selección de ambientes; estas ventajas han hecho que esta estructuración sea muy utilizada actualmente en algunos países.

El comportamiento y los métodos de diseño de las losas planas para efectos de cargas verticales han sido estudiadas ampliamente quedando establecida su eficiencia ante este tipo de carga. Respecto al comportamiento de este sistema estructural ante

cargas laterales, los estudios son limitados, existiendo aún dudas acerca de su eficacia ante acciones sísmicas. La experiencia sobre el comportamiento de edificios a base de losas planas y columnas ante sismos intensos es escasa; sin embargo en la literatura se mencionan diversos casos de fallas locales o de colapsos a raíz de sismos recientes.

El criterio de las nuevas especificaciones ATC propuestas tentativamente para las zonas sísmicas de los EEUU, ref 7, y el de las propuestas para Nueva Zelanda, ref 23, es limitar severamente el empleo de estos sistemas para resistir acciones sísmicas, sugiriéndose el empleo de muros de rigidez o contraventeos que rigidicen la estructura, evitando así excesivos desplazamientos de entrepiso causados por sismos severos. No obstante la presencia de estos elementos rigidizantes, existen momentos flexionantes en las columnas que se transmiten a la losa, y es difícil que esto ocurra sin producir en la misma una falla local por efecto de cortante, la cual es poco dúctil y da lugar a un deterioro progresivo de resistencia y rigidez que limita la capacidad del sistema losa plana-columna para disipar la energía del sismo.

En zonas sísmicas de algunos países de Latinoamérica, y especialmente en México, en las últimas dos décadas, el sistema losa plana-columna en su versión aligerada ha sido la solución más común para estructurar edificios de alturas intermedias o grandes; asignándole frecuentemente la función de tomar una porción muy importante, si no la totalidad, de las

fuerzas laterales. Esta variante consiste en disminuir el peso de la losa colocando casetones en las zonas donde el concreto trabaja a tensión, quedando el refuerzo agrupado en nervaduras. Su uso se extiende cada vez más; sin embargo esto enfrenta al diseñador con incertidumbres que provienen del escaso conocimiento de la rigidez, resistencia y ductilidad del sistema.

Entre los estudios sobre el comportamiento sísmico de sistemas losa plana-columna, en su versión losa maciza, destaca una serie muy amplia de ensayos realizada por Hawkins y sus colaboradores, cuyos resultados se resumen en la ref 12. Otros estudios han sido realizados por Park, ref 15, 22; por la Taisei Corporation, ref 16, y anteriormente por Hanson, ref 11. Una descripción detallada del problema de cortante en conexiones losa plana-columna puede encontrarse en la ref 1.

Los estudios mencionados se refieren principalmente al mecanismo de falla y al cálculo de la resistencia por cortante de la conexión losa plana-columna y al diseño de modalidades de refuerzo por flexión y por cortante que permitan incrementar dicha resistencia y alcanzar cierta ductilidad. Todas estas investigaciones tratan únicamente el caso de losas planas macizas. No existen investigaciones sobre el comportamiento de losas aligeradas, el cual se distingue de las anteriores en que:

a) En las nervaduras se concentra el refuerzo por flexión que a su vez está confinado generalmente por estribos.

b) La falla por cortante puede ocurrir no solo en la zona maciza alrededor de la columna si no también en las nervaduras.

1.1.2 Análisis de marcos formados por losas planas y columnas

El análisis de sistemas losa-plana-columna generalmente se hace suponiendo marcos planos equivalentes en los que la losa plana se sustituye por una viga equivalente cuya rigidez se calcula como la de una franja de losa con un ancho especificado por los reglamentos, denominado ancho equivalente. Los criterios propuestos para el cálculo de anchos equivalentes para análisis ante cargas laterales son diversos, y dan lugar a diferencias en resultados que ponen en duda su validez.

El Reglamento ACI-77, ref 5, sólo especifica este método para el análisis por cargas verticales y no da ninguna indicación acerca de como realizar el análisis por cargas laterales. Esto se debe a que acepta el criterio de que estos sistemas no pueden emplearse para resistir acciones sísmicas y que es necesario recurrir a muros de rigidez en tales casos. Las recientes normas de diseño sísmico ATC propuestas para los EEUU, ref 7, enfatizan este criterio al proponer para análisis ante cargas laterales un ancho equivalente de dimensiones reducidas que, para los peraltes usuales, lleva a desplazamientos de entrepiso mayores que los permisibles por los reglamentos, a

menos se empleen muros de rigidez; además especifican que en esta viga equivalente debe ser posible concentrar todo el refuerzo para tomar los momentos por cargas laterales. Estas limitaciones tan severas impiden prácticamente el empleo de sistemas losa plana-columna en zonas sísmicas de EEUU.

El Reglamento RDF 1976, ref 21, define un ancho equivalente deducido de estudios analíticos y experimentales de placas delgadas a pequeña escala reportados en la ref 17; estos estudios se realizaron ante carga lateral. La validez de este ancho equivalente ha sido puesta en duda por los resultados de ensayos experimentales de modelos de conexiones losa plana-columna sujetas a carga lateral cíclica realizadas por Hawkins, ref 12.

Los momentos que se obtienen en el análisis para la viga equivalente deben ser resistidos por la franja de columna y la central en proporciones que están claramente definidas y bien justificadas cuando los momentos son debidos a cargas verticales. Para los momentos debidos a sismo, el RDF-76 especifica los mismos porcentajes de distribución entre las franjas que para cargas verticales. Sin embargo, es práctica común que los momentos de sismo sean asignados totalmente a la franja de columna, lo cual parece razonable.

1.1.3 Transmisión de momentos entre columna y losa plana

Como es sabido, la carga vertical sobre la losa plana debe ser transmitida a la columna a través de esfuerzos cortantes que se consideran críticos en una sección ubicada a medio peralte de la cara de la columna, como se indica en la fig 1.1a, en la que c_1 es la dimensión de la columna en la dirección del análisis. Si se excede la resistencia en cortante de esta sección crítica se produce una falla por punzonamiento, la cual se caracteriza por un agrietamiento a lo largo de la superficie de un cono, o pirámide, truncado, en toda la sección crítica.

Además puede ser necesario transmitir un momento de desbalanceo entre la losa y la columna, debido a cargas verticales en tableros asimétricos o de orilla, o a cargas laterales. Este momento debe transmitirse de columna a losa en la misma zona crítica que se considera para cortante, y será equilibrado por el momento flexionante resistido en esa zona y por la variación de esfuerzos cortantes en el perímetro de la región crítica, fig 1.1b.

Los métodos de análisis propuestos originalmente por Di Stasio y Van Buren, ref 8, y aceptados por diversos autores y reglamentos, consideran que los esfuerzos cortantes varían linealmente respecto al centroide de la sección crítica. Esta variación de cortantes da lugar a un momento torsionante resultante que debe ser igual a una fracción α del momento de des-

balanceo; el resto es resistido por el refuerzo por flexión en la sección crítica. La expresión que los reglamentos especifican para α se muestra en la fig 1.1; para columnas cuadradas se tiene $\alpha = 0.4$.

En la fig 1.1c se muestra la forma en que, según este criterio, se calculan los esfuerzos cortantes máximos que se presentan en el perímetro crítico, para valores dados del momento de desbalanceo y de α .

En la fig 1.2a se muestra el modo de falla de cortante por punzonamiento, característico de una losa sujeta a cargas verticales que se distribuyen alrededor de una columna. En la fig 1.2b se muestra el modo de falla por cortante debido a momento de desbalanceo en la conexión losa plana-columna; esta falla empieza por un agrietamiento por tensión diagonal en la cara frontal de la sección crítica, donde se suman los esfuerzos cortantes por carga vertical y los producidos por el momento de desbalanceo. Este agrietamiento progresa con la sucesiva falla por torsión de las caras laterales de la sección crítica y la falla por cortante en dirección contraria en el extremo opuesto. El modo de falla resultante en una conexión losa plana-columna sujeta a momento de desbalanceo y carga vertical, sería una combinación de los mostrados en la fig 1.2a y 1.2b y se caracteriza por ser inherentemente frágil. En un edificio de losas planas sujeta a acciones sísmicas, esta combinación es la que rige usualmente.

Los marcos formados por vigas y columnas pueden diseñarse fácilmente para que la falla sea regida por la formación de articulaciones plásticas en las vigas, sin que se exceda la capacidad por cortante de las mismas; como resultado se obtiene un mecanismo de falla muy dúctil y con gran capacidad de disipación de energía. En edificios de losas planas un mecanismo de falla equivalente correspondería a la formación de líneas de fluencia de momento negativo y positivo a lo largo de todo el tablero en la forma mostrada en la fig 1.3a. Otro mecanismo de falla por flexión que puede ocurrir en losas planas corresponde a una falla local en forma de abanico como la mostrada en la fig 1.3b. Ambos mecanismos requieren que se alcance la capacidad en momento negativo en un lado de la columna y la de momento positivo en el otro lado, con lo cual el momento de desbalanceo en la conexión es la suma de ambos (fig 1.4). Debe tenerse presente que es preferible buscar se produzca alguno de los mecanismos por flexión mencionados, antes que la falla por cortante; para lo cual será necesario diseñar la conexión, no para el momento de desbalanceo de diseño, sino para un momento de desbalanceo igual a la suma de la resistencia por flexión negativa en un lado de la columna y la resistencia por flexión positiva en el otro lado, tomando la mayor de estas sumas. Esto normalmente no se hace en los diseños de la práctica, y da lugar a estructuras con un modo de falla poco dúctil en caso de sismo.

El cálculo de la resistencia en cortante de la conexión según los reglamentos ACI-77 y RDF-76 se basa en la determinación del esfuerzo actuante con la hipótesis de la variación lineal de esfuerzos descrita anteriormente y en la suposición que el esfuerzo cortante resistente del concreto es igual a $\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 . Para incrementar la resistencia de la conexión se han propuesto diversas modalidades de refuerzo, ensayos realizados en otros países demuestran que ninguno de estos procedimientos mejora sustancialmente el comportamiento ante cargas laterales repetidas, excepto el de la viga embebida. Por esta razón el reglamento RDF-76 especifica que, si se excede la resistencia en cortante del concreto, puede incrementarse la resistencia reforzando con estribos una viga que tenga el mismo peralte de la losa y un ancho igual al de la sección crítica; esta viga debe revisarse por cortante con los mismos procedimientos que se siguen para las vigas usuales. Sin embargo, el incremento en resistencia que puede alcanzarse con este procedimiento es pequeño, ya que no puede excederse un esfuerzo cortante total de $1.5 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 . El reglamento ACI-77 no da criterios para reforzar por cortante cuando el esfuerzo cortante actuante debido al momento de desbalanceo excede $\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 .

Respecto a las losas planas aligeradas, no se conocen ensayos ni estudios analíticos acerca de su comportamiento tanto ante carga lateral monotónica como ante cargas laterales repetidas. En estas losas, además de la posibilidad de falla por cortante

alrededor de la columna en la zona maciza, puede ocurrir la falla en una sección exterior a través de la zona aligerada, fig 1.5. En este caso es probable que sea válido extrapolar el procedimiento empleado para la zona maciza; o sea, suponer que la misma fracción α (fig 1.1c) del momento de desbalanceo se equilibra por fuerzas cortantes en las vigas en la dirección perpendicular a la del análisis y que la distribución de esfuerzos cortantes es lineal; la fuerza cortante que, según este criterio, debe resistir cada viga se obtiene en la fig 1.5.

En lo que respecta a la ductilidad de la falla y al comportamiento ante cargas repetidas, parece probable que el arreglo del refuerzo en vigas reforzadas con estribos de lugar a un mejor comportamiento que en las losas macizas en que el refuerzo está distribuido en parrillas no confinadas.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

En vista de las incertidumbres existentes sobre el comportamiento de conexiones entre losa plana aligerada y columna, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se emprendió un programa de investigación el cual tuvo como objetivos aclarar el comportamiento sísmico de las edificaciones cuyos sistemas de piso consisten en losas planas aligeradas, revisar los procedimientos de refuerzo por flexión y por cortante actualmente empleados, así como desarrollar procedimientos de diseño que tengan bases más congruentes con el comportamiento observado experimentalmente en la

conexión, ante estados de carga similares a los que se introducirían durante un sismo. La investigación en su aspecto experimental consistió en el ensaye de 5 modelos de conexiones entre losa plana aligerada y columna.

La investigación fue enfocada principalmente a llegar a recomendaciones racionales sobre cómo diseñar y reforzar las conexiones entre losa plana aligerada y columna cuando éstas son solicitadas por acciones sísmicas, estudiando tanto la resistencia última como las características de ductilidad y disipación de energía de las referidas conexiones cuando en ellas predomina la falla por cortante, analizando además el efecto en dichas características de diversos procedimientos de refuerzo por flexión, refuerzo por cortante y dimensiones de la zona maciza. Se trató de encontrar modalidades de refuerzo para la conexión que den lugar a un comportamiento dúctil y con poco deterioro, de manera que pueda emplearse en el diseño por sismo un factor de reducción por ductilidad más o menos amplio. En forma paralela otro objetivo era conocer la rigidez de este sistema ante cargas laterales.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES ENTRE LOSAS PLANAS Y COLUMNAS

2.1 REVISION DE LAS INVESTIGACIONES SOBRE EL PROBLEMA DE LA TRANSFERENCIA DE MOMENTOS EN LA CONEXION LOSA PLANA-COLUMNA

Todas las investigaciones realizadas hasta la fecha se refieren a conexiones losa plana-columna en las que la losa es sólida, sin contemplar el caso de losas planas aligeradas; no obstante, considerando que el problema es de similar naturaleza a continuación se hace un resumen de las investigaciones mencionadas.

J. Di Stasio y MP. Van Buren, ref 8, en 1960, proponen un método para predecir la resistencia por cortante de las conexiones entre losa plana y columna sujetas a momento de desbalanceo, cuando no tienen estribos; este es un criterio de esfuerzos permisibles; este método es tomado en cuenta por el Reglamento ACI-63, y es la base de la filosofía de diseño de las es

pecificaciones respectivas de los Reglamentos ACI-71, ACI-77 y RDF-76.

En 1961, Moe, ref 19, reportó los ensayos de 12 conexiones interiores entre losa plana y columna, sujetas a carga monotónica; los bordes de las losas estaban simplemente apoyados con posibilidad de subir. Con base en sus resultados y en los obtenidos en ensayés por otros autores, propuso un criterio de resistencia última, aplicable cuando la conexión sin refuerzo especial por cortante está sujeta a momento de desbalanceo. Este criterio conduce a resistencias por cortante del lado conservador, lo cual proviene de que se intentaba que gobernase la falla por flexión y no la de cortante. Con base en el trabajo de Moe, el Comité ACI 326, ref 2, da expresiones para el cálculo de resistencia por cortante y definición de la zona crítica por cortante.

En 1964, Khan y Sbarounis, ref 17, realizaron estudios analíticos y experimentales tendientes a definir un ancho equivalente para fines de cálculo de rigidez ante cargas laterales. Los resultados de esta investigación sirvieron para definir el ancho equivalente propuesto por el Reglamendo RDF-76, con fines de análisis tanto ante cargas verticales como laterales.

N. Hanson y J. Hanson, ref 11, en 1968, efectuaron ensayos de 3 conexiones interiores entre losa plana y columna, sujetas a cargas laterales alternadas y de 3 conexiones con las mismas ca

racterísticas pero sujetas a carga monotónica; ensayaron adicionalmente 11 conexiones bajo carga monotónica; de las cuales 8 tenían aberturas localizadas alrededor de la columna. Todos estos especímenes no tenían estribos. Con base en este trabajo, el Reglamento ACI-71, especifica el valor de la fracción α del momento de desbalanceo que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante alrededor del centroide de la sección.

En 1970, Carpenter et al., realizaron ensayos en la PCA, ref 31; se probaron 5 especímenes de conexiones interiores losa plana-columna, sujetas a carga lateral alternada; un espécimen estaba reforzado con crucetas de acero como las mostradas en la fig 2.4a; otro tenía refuerzo con estribos formando una viga embebida, lo cual proporcionó mejora en la resistencia y ductilidad respecto a las conexiones sin este refuerzo. Estos son los primeros ensayos que se hicieron en losas planas con una viga embebida; los resultados encontrados demostraron que las especificaciones del Reglamento ACI-63, referentes a la eficiencia de la contribución de estribos en losas de espesores menores que 25 cm, no eran válidas.

Desde 1970 a 1973, Zaghlool, ref 29 y 30, efectuó investigaciones tendientes a definir la resistencia última de conexiones de esquina entre losa plana y columna. En una primera parte de la investigación, ensayó 4 paneles, compuesto cada uno de

ellos por 4 conexiones de esquina entre losa plana y columna. En la segunda parte, ensayó 9 especímenes que simulaban la zona de conexión de esquina entre losa plana y columna; ningún espécimen tenía estribos y la carga aplicada fue monotónica. Como resultado de este trabajo, se concluyó que el criterio del Reglamento ACI-71 para el cálculo de resistencia de conexiones de esquina, lleva a resultados conservadores. Se propuso, que el cálculo de la resistencia por cortante de la conexión de esquina, se base no sólo en la resistencia del concreto, sino también en las relaciones dimensión de columna a peralte de losa y momento de desbalanceo a fuerza cortante aplicados en la conexión.

Desde 1972 a 1978, la Taisei Corporation en Japón, ref 16, efectuó un programa de investigación referente al comportamiento sísmico de conexiones entre losa plana y columna. El trabajo inicial consistió en el ensaye de 25 especímenes que representaban la conexión entre losa plana maciza y columna, sujetas a carga gravitacional, carga lateral repetida o combinación de ambas. Detalles de los ensayes y resultados obtenidos están publicados en Japonés, y se citan en la ref 16, en la cual se concluye que las especificaciones del Reglamento ACI-71 para el cálculo de la fracción de momento de desbalanceo tomado por flexión en la sección crítica, llevan a una excesiva concentración del refuerzo por flexión en dicha sección; los valores experimentales para la fracción citada resultaron

menores que los estipulados por el ACI. Estas investigaciones probaron la mejora en el comportamiento desde el punto de vista sísmico de las conexiones con estribos formando una viga embebida respecto a losas sin estribos. Como última parte del programa de investigación de la Taisei Corporation, Kanoh y Yoshizaki, ref 16, realizaron ensayos de 8 conexiones entre losa plana y columna, sin estribos, sujetas a carga lateral monotónica; su objetivo era transmitir el momento de desbalanceo sólo por torsión, para conocer así la verdadera capacidad de una conexión losa plana-columna en esta forma de transmisión de momento. Dan expresiones para el cálculo de este momento de desbalanceo.

En 1975, Allen y Darvall, ref 6, realizaron investigaciones analíticas resolviendo las ecuaciones diferenciales de la teoría de placas, tendientes a definir las rigideces de conexiones entre losa plana y columna, ante cargas laterales. Se propuso incorporar al SSA Concrete Structures Codes, reglamento de diseño para Australia, los anchos equivalentes obtenidos en este trabajo.

[En 1975, Reyes, ref 25, basándose en el método del elemento finito, calculó rigideces ante carga lateral de conexiones entre losa plana aligerada y columna; éste es el primer estudio realizado para obtener rigideces de sistemas de piso formados por losas planas aligeradas.]

En 1976, Park e Islam, ref 15, realizaron ensayos con 8 espe-

címenes que simulaban la conexión interior entre losa plana y columna; 4 de ellos se sometieron a cargas laterales alternadas; 3 especímenes no tenían refuerzo por cortante; un espécimen estaba reforzado por cortante con varillas de refuerzo dobladas; otro espécimen tenía crucetas de acero como las mostradas en la fig 2.4a; los 3 restantes estaban reforzados con estribos formando una viga embebida, con un ancho aproximadamente igual al de la columna; se observó mejora, desde el punto de vista del comportamiento sísmico, de las conexiones con estribos formando una viga embebida, respecto a las conexiones sin estribos.. En el mismo año, estos autores, ref 22, con base en los resultados experimentales obtenidos, presentan un criterio de cálculo de la resistencia de la conexión, cuando está sujeta a momento de desbalanceo, con o sin estribos formando una viga embebida.

Hawkins, ref 12, en 1977, resume los resultados obtenidos por él y sus colaboradores, en una serie amplia de ensayos de conexiones entre losa plana y columna. Estas investigaciones se iniciaron en 1975 y consistieron en el ensayo de 26 especímenes sujetos a ciclos de carga lateral alternada. Los detalles de cada serie de ensayos y los resultados obtenidos, pueden encontrarse en las referencias 10, 13, 26, 27 y 32. En la ref 13, se dan resultados de la serie I que consistió en el ensayo de 5 especímenes, sujetos a carga lateral alternada, sin estribos; la principal variable estudiada fue la cuantía

del refuerzo por flexión en la losa. En la ref 10 se describe la investigación realizada con la serie II, que consistió en el ensaye de 5 especímenes, los cuales tenían refuerzo por flexión iguales a los de la serie I, ref 13; pero esta vez existían estribos cerrados, formando una viga embebida con el refuerzo horizontal que atravesaba la columna. En la ref 26, se describen los ensayes ante carga lateral de 5 especímenes, serie III; 2 de ellos con estribos, iguales a especímenes de la serie II y los restantes iguales a especímenes de la serie I; en estos ensayes, la variante respecto a los anteriores, fue aumentar la carga gravitacional a aproximadamente el doble. En la ref 27, se describen los ensayes de 6 especímenes, serie IV; dos de ellos constaban de columnas cuadradas; los otros cuatro especímenes, tenían columnas rectangulares, en dos de los cuales, la dirección de la dimensión mayor de la columna coincidía con la dirección del momento aplicado, en los otros dos esta dimensión estaba en la dirección perpendicular a este momento. Los ensayes de 5 especímenes, serie V, se describen en la ref 32; los detalles del refuerzo por flexión y cortante fueron similares a especímenes de las series I y II; en esta serie no hubo transferencia de momento de desbalanceo, se aplicó sólo carga gravitacional cíclica alternada.

Como resultado de estas investigaciones, Hawkins encontró que las conexiones sin estribos fallan por punzonamiento, de manera frágil; recomienda formar con estribos cerrados una viga

embebida; con este tipo de refuerzo, la conexión alcanza rotaciones de orden de 8 veces la rotación en la primera fluencia de la losa; sin pérdida apreciable de la capacidad de absorción de energía en ciclos posteriores de carga. Establece que ante cargas cíclicas alternadas, la contribución del concreto al esfuerzo cortante es $0.5 \sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2 ; esfuerzos cortantes mayores deben ser resistidos por los estribos de la viga embebida, de tal manera que no lleguen a la fluencia para las acciones de diseño último; recomienda limitar el esfuerzo cortante último a $1.5 \sqrt{f'_c}$ y que la dimensión de la columna en la dirección del momento aplicado sea mayor que la longitud de anclaje del refuerzo por flexión de la losa. Se encontró que el criterio del Reglamento ACI-71 para el cálculo de la resistencia última por cortante de la conexión ante momento de desbalanceo, lleva a resultados del lado de la inseguridad en el caso de conexiones con cuantías de refuerzo por flexión menores de 0.9%, en la vecindad de la columna. Se propone un ancho equivalente para el análisis elástico ante cargas laterales de conexiones entre losa plana y columna; este ancho varía entre $c+d$ a $c+2d$, siendo c la dimensión de la columna en la dirección perpendicular al análisis, y d , el peralte útil de la losa.

En 1978, Long, ref 18, efectuó el ensaye de 3 tableros de losas planas; cada tablero tenía una conexión de borde y una interior, sin estribos; los especímenes fueron sometidos a sólo carga vertical monotónica. Se concluyó que el criterio del marco equiva

lente del Reglamento ACI-71, para el caso de cargas verticales, conduce a una estimación razonable del valor del momento transferido de la losa a la columna, no obstante se encontraron en la mayoría de los casos, resultados del lado de la inseguridad para conexiones interiores y otros relativamente conservadores para conexiones de borde.

2.2 TEORIA DE LA VARIACION LINEAL DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

La fig 2.1a representa la zona de la conexión entre losa plana y columna en la que actúan las fuerzas P_1 , P_2 y un momento de desbalanceo M_D en uno de los planos de simetría paralelo a las caras de la columna, $M_D = M_1 + M_2$. Estas fuerzas externas son resistidas en las caras AD y BC por momentos torsionantes M_t y también por esfuerzos cortantes según se muestra en las fig 2.1a y 2.1b respectivamente; además en las caras AB y DC actúan esfuerzos cortantes constantes y momentos flexionantes M_f^- y M_f^+ , que son generalmente diferentes, y que no pueden exceder los momentos resistentes M_R^- y M_R^+ dados por:

$$M_R^- = \rho' f_y \left(1 - 0.59 \rho' \frac{f_y}{f_c'}\right) bd^2$$

2.1

$$M_R^+ = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'}\right) bd^2$$

ρ' = cuantía de refuerzo en el lecho superior para la cara AB

ρ = cuantía de refuerzo en el lecho inferior para la cara CD

d = peralte útil

b = ancho de la cara AB y CD

La distribución de esfuerzos alrededor de la columna es muy compleja y deben hacerse hipótesis simplificadoras para llegar a establecer expresiones de diseño; por este motivo, la teoría de la variación lineal de esfuerzos cortantes supone que los esfuerzos son constantes en planos perpendiculares al del momento exterior M_D y que los esfuerzos varían linealmente a lo largo de los otros dos planos.

Por equilibrio de fuerzas en la dirección vertical la resultante de los esfuerzos cortantes actuantes debidos a carga vertical, es una fuerza V de valor $P_2 - P_1$, según se muestra en la fig 2.1b; esta fuerza está localizada a una distancia e del centroide de la columna, en otras palabras e es la excentricidad de la fuerza V , la cual para una conexión interior vale cero. Además el momento exterior M_D debe ser equilibrado por la suma de los momentos internos, por tanto:

$$M_D = 2 M_t + M_R^- + M_R^+ + Ve \quad 2.2$$

se puede expresar M_t en función de V haciendo

$$2 M_t = VX$$

siendo X el brazo del par, ver fig 2.1d, entonces

$$VX = M_D - M_R^- - M_R^+ - Ve \quad 2.3$$

suponiendo que la parte del momento M_D resistido por los esfuerzos cortantes verticales es una fracción α de M_D se tiene:

$$VX = \alpha M_D \quad 2.4$$

donde α es un factor que se determina experimentalmente. La superficie de contacto entre la losa y la columna tiene cierta restricción al alabeo, por tanto no sería aplicable la teoría de torsión pura de St. Venant. Con este argumento, se considera que debería usarse el momento de inercia de la sección en todo su perímetro.

Considerando $\int v \times dA = \alpha M_D$ para el bloque de esfuerzos mostrado en la fig 2.1b

$$v_D = \frac{\alpha M_D x/2}{J} \quad 2.5$$

v_D es el esfuerzo cortante en la sección crítica, debido al momento αM_D , x tiene el significado que se muestra en la fig 2.1c.

Moe, ref 19, establece que $J = \int_A x^2 dA$ donde la integración se hace para todo el perímetro de la sección. Con la nomenclatura de la fig 2.1c se tiene

$$J = 2 \left(\frac{1}{12} x^3 d + \left(\frac{x}{2}\right)^2 zd \right)$$

Para el caso de una columna cuadrada $x = r$, $z = r$, donde r es la longitud de una cara de la sección crítica, Moe propone que r sea la dimensión de la columna, por tanto

$$J = \frac{2}{3} r^3 d$$

$$\text{en 2.5} \quad v_D = \frac{3 \alpha M_D}{4 r^2 d} \quad 2.6$$

El esfuerzo cortante máximo, v_{\max} , se localiza en la cara AB y es la superposición del esfuerzo cortante producido por la carga vertical, v_w , y el esfuerzo v_D ; luego

$$v_{\max} = v_w + v_D = \frac{v_u}{A_c} + \frac{3 \alpha M_D}{4 r^2 d} \quad 2.7$$

donde $A_c = 4 \text{ rd}$.

Moe encontró en ensayos experimentales que para losas sólidas y sin refuerzo especial por cortante $\alpha = 0.33$. Debe notarse que las expresiones 2.6 y 2.7 obedecen a un criterio de resistencia última. También Moe sugiere diseñar la conexión a fin de tener resistencia por flexión menor que la resistencia por cortante, por no ser deseable una falla por cortante; para esto propone limitar los esfuerzos cortantes con las siguientes expresiones:

$$v = (2.44 - 0.30 r/d) \sqrt{f'_c} \text{ para } r/d \leq 3$$

$$v = (0.66 + 2.65 d/r) \sqrt{f'_c} \text{ para } r/d > 3$$

en las cuales v está en kg/cm^2 .

Di Stasio y Van Buren, ref 8, sugieren para conexiones interiores $A_c = 2h (x + z)$, ver fig 2.1, donde

$$x = c_1 + 2 (h - 1.5") \quad 2.8$$

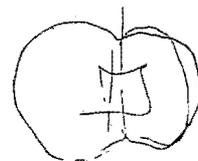
$$z = c_2 + 2 (h - 1.5")$$

estando x y z en pulgadas; además, a diferencia de Moe, esta-

blecían J igual a $\int x^2 dA$ tomada sobre el área total en sus cuatro caras, más $\int y^2 dA$ tomada en las caras AD y BC; en estas integrales x, y , son las distancias horizontal y vertical respectivamente, desde un elemento diferencial de área dA al eje centroidal. Esto significa considerar que la fracción de momento αM además de producir esfuerzos cortantes verticales, como el dado por la ec 2.6, produce esfuerzos cortantes horizontales. En este caso:

$$J = 2 \left(\frac{1}{12} x^3 d + \left(\frac{x}{2}\right)^2 zd \right) + 2 \frac{1}{12} x d^3$$

$$J = \frac{x^3 d}{6} + \frac{xd^3}{6} + \frac{x^2}{2} zd$$



2.9

considerando $M_D = M_D - M_R^- - M_R^+$, propusieron

$$v_{\max} = \frac{8}{7} \frac{h}{d} \left[\frac{V}{A_c} + \frac{M_D - M_R^- - M_R^+}{J} \frac{x}{2} \right] k_1 \quad 2.10$$

el factor $\frac{8}{7}$ tenía por objeto continuar con la práctica usual del diseño en esa época, en la que se calculaba el esfuerzo cortante como V/bjd , suponiendo $j = \frac{7}{8}$. k_1 es una constante que modificaba A_c y J , para tomar en cuenta el efecto llamado "dowel action" e incrementar así la resistencia al cortante. La expresión 2.10 debía usarse para esfuerzos permisibles, a diferencia de las expresiones desarrolladas por Moe.

El Comité ACI 326, ref 2, dentro de un criterio de resistencia última, da una expresión similar a la de Moe, en donde

$A_c = 2d (x + z)$, aquí x, z definen una sección crítica situada a una distancia $d/2$ de la cara de columna; el valor de J está dado por 2.9; se propuso limitar el esfuerzo cortante a $\sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2 y haciendo $\alpha = 0.2$.

El Comentario del Reglamento ACI 1963, ref 3, toma las expresiones de Di Stasio, en la que se establecía $x = c_1 + d$, $z = c_2 + 3h$; este método de esfuerzos permisibles, daba factores de seguridad menores que 2 para un grupo de losas ensayadas por Moe, ref 19 y por N. Hanson y J. Hanson, ref 11. En esta última investigación para diseño por resistencia última, se propuso $\alpha = 0.4$. Este criterio es aceptado por los Reglamentos ACI-71, ref 4, ACI-77, ref 5 y RDF-76, ref 21, los cuales estipulan:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}} \quad 2.11$$

Para columnas cuadradas esta expresión da $\alpha = 0.4$, la sección crítica por cortante se indica que está situada a una distancia $d/2$ de la cara de columna, por tanto para una conexión interior como la mostrada en la fig 2.1c, la referida sección crítica está definida por $x = c_1 + d$, $z = c_2 + d$; con estos valores se calcula J según la expresión 2.9. Además debe verificarse que pueda ser transmitida por flexión la fracción de momento $(1 - \alpha)$ en una sección crítica mayor que la especificada por cortante, ref 1; esta sección está definida en un ancho $c_2 + 3h$.

El esfuerzo cortante en la sección AB donde se superponen el es fuerzo por cortante directo y el producido por el momento de desbalanceo, queda expresado como

$$v_{\max} = v_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \alpha \frac{M_D}{J} \frac{x}{2} \quad 2.12$$

donde $x = c_1 + d$, $A_c = 2 (c_1 + c_2 + 2d) d$
para la cara CD se tendría

$$v_{CD} = \frac{V_u}{A_c} - \alpha \frac{M_D}{J} \frac{x}{2}$$

El esfuerzo cortante máximo que resiste la conexión se sigue limitando a $\sqrt{f'_c}$; entonces si V_0 es la fuerza cortante máxima que puede transmitirse a la conexión cuando no hay momento de desbalanceo, y M_0 el momento de desbalanceo máximo que puede transmitirse a la conexión cuando no hay ninguna fuerza cortante V , para una conexión interior, de acuerdo a 2.12 se tiene

$$V_0 = A_c \sqrt{f'_c} \quad 2.13$$

$$M_0 = \frac{2 J \sqrt{f'_c}}{\alpha (c_1 + d)} \quad 2.14$$

La relación V_u/V_0 con M_D/M_0 queda indicada en la fig 2.2 por la recta AB; la recta CD representa un posible límite de la relación $\alpha M_D/M_0$, determinado por los momentos flexionantes resistentes M_R^- , M_R^+ , dados por la ec 2.1, en la que $b = c_2 + 3 h$; el límite queda expresado por la siguiente ecuación

$$(1 - \alpha) M_D = M_R^- + M_R^+ \quad 2.15$$

el término M_R^+ debe emplearse en la expresión anterior solo cuando v_{CD} sea negativo, esto implica que en la cara CD la fuerza cortante actuante está dirigida hacia arriba, opuesta a la fuerza cortante por carga vertical dirigida hacia abajo.

2.3 TEORIA DE ANALOGIA DE LA VIGA PARA LOSAS PLANAS SIN ESTRIBOS

Este criterio enfoca el problema del cálculo de resistencia de la conexión losa plana columna sujeta a transferencia de momento de desbalanceo, sin dar información sobre la rigidez de la conexión.

Se considera que la losa alrededor de la columna actúa como si estuviera formada por vigas en dos direcciones formando ángulo recto entre ellas y saliendo de cada cara de la columna. Estas vigas ficticias están sujetas a momentos flexionantes, momentos torsionantes y cortantes. Se supone que cada viga puede alcanzar su resistencia última para cada uno de estos elementos mecánicos, y se puede tomar en cuenta la interacción permisible entre ellos. El procedimiento de cálculo consiste en asignar a las vigas resistencias últimas congruentes con las probables deformaciones de la losa y con las consideraciones de equilibrio. Las fuerzas que exceden la capacidad permisible de una viga son redistribuidas a las vigas adyacentes, sin permitir ninguna redistribución adicional. La resistencia de la conexión se calcula sumando las resistencias asignadas a las

vigas. Existen varias propuestas de analogía de la viga que se mencionan a continuación.

Criterio de Hawkins

Hawkins, ref 1 y 10, propone una teoría sobre la analogía de la viga en la cual cada caso de falla de una viga consiste en alcanzar la capacidad última de los siguientes elementos mecánicos: momento flexionante, momento torsionante y fuerza cortante; se supone que la conexión falla cuando alguna de estas combinaciones conduce a que se alcance la resistencia última en 3 vigas; este criterio permite encontrar cuando menos ocho posibles casos de falla para la conexión; para cada uno de ellos se puede construir un diagrama de interacción $M_u - V_u$, momento de desbalanceo último contra fuerza cortante última; el excesivo número de posibles casos de falla por revisar hacen poco aplicable en la práctica este criterio.

Criterio de Park e Islam

Park e Islam, ref 22, proponen un criterio simplificado, basado en uno de los casos de falla de la conexión sugerido por Hawkins, el cual consiste en suponer que se alcanzan simultáneamente, en la cara AB (fig 2.1a) la resistencia última por flexión negativa M_{AB} , y por cortante V_{AB} ; en la cara CD, el momento flexionante positivo último M_{CD} ; y en las caras DA y BC, las resistencias últimas por torsión T_{BC} , T_{DA} respectivamente. La cara AB tiene un ancho $c_2 + d$, y la BC, $c_1 + d$. Si

las acciones internas en la losa son $M_u = M_D$, $V_u = P_2 - P_1$, (fig 2.1a), las ecuaciones de equilibrio son:

$$V_u = V_{AB} + V_{BC} + V_{CD} + V_{DA} \quad 2.16$$

$$M_u = M_{AB} + M_{CD} + T_{BC} + T_{DA} + (V_{AB} - V_{CD}) \frac{c_1 + d}{2} \quad 2.17$$

Las expresiones para M_{AB} , M_{CD} son las mismas que las dadas para M_R^- y M_R^+ respectivamente en las ecuaciones 2.1, haciendo $b = c_2 + 3h$. T_{BC} y T_{DA} se calculan, en kg-cm, como:

$$T_{DA} = T_{BC} = \frac{1}{3} h^2 (c_1 + d) 1.26 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 - \left(\frac{v_u}{\sqrt{f'_c}}\right)^2} \quad 2.18$$

donde

$$v_u = \frac{K_{BC} V_u}{d(c_1+d)} = \frac{K_{DA} V_u}{d(c_1+d)}$$

en la cual K_{BC} , K_{DA} son las fracciones de V_u que se transmiten en las caras BC y DA.

Se debe notar que en 2.18 se está duplicando el esfuerzo cortante por torsión admisible por el concreto en vigas, tomando así en cuenta el efecto de acción de losa en dos sentidos, de manera análoga al criterio de duplicar la resistencia por cortante vertical permisible en vigas cuando se trata de losas.

Las expresiones para las fuerzas cortantes en kg son

$$V_{AB} = \sqrt{f'_c} (c_2 + d) d \quad 2.19$$

$$V_{CD} = K_{CD} V_u - \left[\sqrt{f'_c} (c_2+d) d - K_{AB} V_u \right] \quad 2.20$$

cuando la losa es cuadrada se transmiten iguales fracciones de V_u en las 4 caras, por tanto

$$K_{AB} = K_{CD} = 0.25$$

La resistencia al cortante última de la conexión cuando M_u es cero está dada por

$$V_0 = \sqrt{f'_c} d \left[2 (c_1+d) + 2 (c_2 + d) \right] \quad 2.21$$

Finalmente la expresión que da el valor de M_u es

$$M_u = (m_u + m'_u) (c_2+d) + \left[\underbrace{\sqrt{f'_c} (c_2+d) d}_{V_{ps}} - 0.5 V_u (K_{AB} + K_{CD}) \right] (c_1+d) + \frac{2}{3} h^2 (c_1+d) 1.26 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 - \left(\frac{V_u}{\sqrt{f'_c}} \right)^2} \quad 2.22$$

En la fig 2.3 se muestra el diagrama de interacción $M_u - V_u$ resultante de las ecuaciones 2.21 y 2.22. Se debe observar que el momento de desbalanceo resistente último en ausencia de fuerza cortante V_u es diferente al dado por el criterio ACI-77. Otra diferencia es que esta teoría reconoce en forma explícita que cuando $V_u = V_0$ no puede haber transmisión de momento de desbalanceo por torsión o cortante, pero la conexión es capaz de transmitir un momento de desbalanceo igual a la resistencia a flexión en la sección crítica, la cual es igual a la suma del momento flexionante resistente negativo en la cara AB (fig 2.1) y

el momento flexionante positivo en la cara CD; este momento de desbalanceo se indica como $M_R^+ + M_R^-$ en la fig 2.3.

Criterio de Kanoh y Yoshizaki

Este criterio puede considerarse como una variante del de Park e Islam. En efecto, la expresión que se propone para calcular M_0 , momento de desbalanceo resistente en la conexión cuando no existe la fuerza cortante V_u , se obtiene de 2.22, la cual cuando $V_u = 0$ se puede escribir:

$$M_0 = M_f + M_v + M_t \quad 2.23$$

En esta expresión se distinguen las 3 fuentes de resistencia al momento de desbalanceo M_D ; M_f es el momento resistente por flexión en la sección crítica, M_v el resistente por las fuerzas cortantes en las caras AB y CD, M_t el momento torsionante resistente en las caras BC y DA

$$M_f = (m_u + m'_u) (c_2 + d)$$

$$M_v = V_x (c_1 + d)$$

donde $V_x = v_u (c_2 + d)d$, por tanto

$$M_v = \sqrt{f'_c} (c_2 + d) d (c_1 + d)$$

$$M_t = \frac{2}{3} h^2 (c_1 + d) 1.26 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 - \left(\frac{v_u}{\sqrt{f'_c}}\right)^2}$$

En el criterio propuesto por Kanoh se cambia la expresión para valuar M_t a:

$$\frac{M_t}{2} = v_{tu} \frac{d^2}{2} \left[c_1 + d - \frac{d}{3} \right] \quad 2.24$$

que es la expresión para el momento resistente plástico calculado con la analogía del montón de arena. Experimentos realizados por Kanoh, ref 16, de conexiones sujetas a transferencia de solo momento torsionante indican que V_{tu} en la ecuación 2.24 puede tomarse como $6.4 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 , valor relativamente alto con respecto al propuesto para vigas y al empleado en la ecuación 2.22.

El valor V_0 , fuerza cortante resistente cuando no existe momento de desbalanceo, es el mismo de la ec 2.21.

Se propone que las resistencias M_u y V_u , a flexión y cortante, cuando ambos están presentes simultáneamente, se relacionan con:

$$\frac{M_u}{M_0} + \frac{V_u}{V_0} = 1 \quad 2.25$$

esta expresión da resultados aceptables cuando la conexión no tiene estribos.

2.4 REFUERZO POR CORTANTE

El diseño de conexiones losa plana-columna con estribos es el caso más frecuente que se presenta en la práctica, por tanto es de mayor interés que el de conexiones sin estribos.

El Reglamento ACI-77 no da criterios para el diseño de estribos cuando existe transferencia de momento de desbalanceo de la losa a la columna, indicando que el concreto es la única

fuerza de resistencia al esfuerzo cortante actuante, el cual no debe ser mayor que $\sqrt{f'_c}$.

En lo que sigue se hace una revisión de las investigaciones hechas en conexiones entre losa plana y columna con refuerzo por cortante, sujetas a transferencia de momentos de desbalanceo tanto por carga monotónica como por carga cíclica alternada; el comportamiento observado será analizado en las secciones 2.5, 2.6 y 2.7. Con la finalidad de aumentar la resistencia al cortante de la conexión, se han propuesto diversas modalidades de refuerzo, fig 2.4, consistentes en crucetas o collares de acero estructural, canastas o barras dobladas de acero de refuerzo y estribos formando una viga ahogada. Ensayes realizados en Japón y descritos en la ref 10, como también ensayos efectuados en Nueva Zelanda, descritos en la ref 15, indican que ninguno de estos procedimientos mejora en forma importante el comportamiento ante cargas alternadas, excepto el de la viga embebida. Por esta razón, el reglamento RDF-76 especifica que, si se excede la resistencia en cortante del concreto, puede incrementarse la resistencia de la conexión reforzando con estribos una viga embebida dentro de la losa como se menciona en la sección 1.1 de este trabajo.

2.5 PREDICCIÓN DE RESISTENCIA

La teoría de la variación lineal de los esfuerzos cortantes se aplica en los Reglamentos ACI-77 y RDF-76 para el cálculo de

los esfuerzos cortantes actuantes causados por la transferencia de momentos en la conexión.

Los mencionados reglamentos definen como αM_D a la fracción del momento de desbalanceo aplicado M_D , que es equilibrada por la variación de esfuerzos cortantes en el perímetro de la región crítica por cortante; por tanto, como se dedujo en las ecuaciones 2.1 a 2.4, el esfuerzo cortante actuante en la sección crítica queda expresado por la ec 2.12.

El esfuerzo cortante resistente especificado por el reglamento RDF-76, está dado por las siguientes expresiones

$$v_R = \sqrt{f'_c} \quad \text{si } p_v = 0 \quad 2.26$$

$$\sqrt{f'_c} \leq v_R = 0.5 \sqrt{f'_c} + p_v f_y \leq 1.5 \sqrt{f'_c} \quad \text{si } p_v \neq 0 \quad 2.27$$

Para comprobar la validez de estas expresiones se comparan en la tabla 2.1 las resistencias experimental y calculada de modelos de conexiones entre losa plana maciza y columna sujetas a cargas laterales alternadas, para ensayos realizados por diversos autores. Los resultados indican que el procedimiento propuesto por el RDF-76 predice en forma satisfactoria la resistencia, siendo mejor la concordancia para el caso de conexiones con estribos. El valor α especificado en los reglamentos ACI-77 y RDF-76 fue obtenido de resultados experimentales suponiendo la mencionada distribución lineal de esfuerzos cortantes y determinado valor del esfuerzo cortante resistente úl-

timo en la sección crítica; la tabla 2.1 indica que el valor de α es apropiado para fines de cálculo de la resistencia por cortante de la conexión. Por otra parte, en Japón se realizaron ensayos descritos en la ref 16, que consistieron en someter a cargas laterales modelos de conexiones losa plana-columna, registrando las deformaciones del refuerzo a flexión que pasaba por la sección crítica; para calcular $(1 - \alpha)$, porción del momento de desbalanceo transferido por flexión en la sección crítica por cortante, el momento transferido por flexión en esta sección se igualó a $1 - \alpha$; así se obtuvieron valores de α que variaron entre 0.6 y 0.9. Esto muestra que los valores de α propuestos por los reglamentos ACI-77 y RDF-76 deben ser incrementados cuando se quiera diseñar el refuerzo por flexión que pasa por la zona crítica, definida ésta con un ancho $c_2 + d$; de lo contrario llevan a una excesiva concentración del refuerzo por flexión en la zona crítica por cortante; este problema es tomado en cuenta parcialmente por el Comité ACI 426, al especificar que la fracción $1 - \alpha$, no transmitida por cortante, sea transmitida por flexión en un ancho $c_2 + 3h$, dimensión mayor que el ancho de la zona crítica por cortante; esto implica que en esta última sección el valor α , empleado en el cálculo de la fracción $1 - \alpha$, es mayor que el propuesto para el cálculo del esfuerzo cortante actuante en la sección crítica.

Como en el caso en que no existe refuerzo por cortante, se han propuesto varias teorías para el cálculo de la resistencia de



DEPFI

T. UNAM

1979

ROY

Ej. 2

la analogía de la viga propuesto por Park e Islam, ref 22, para el caso de conexiones con estribos formando una viga embebida.

Criterios de Park e Islam para conexiones con estribos

Este criterio consiste en considerar que el momento de desbalanceo M_u se desarrolla por dos elementos resistentes, uno dado por el concreto M_c y otro por los estribos M_s , es decir

$$M_u = M_c + M_s \quad 2.28$$

La expresión para M_c se deduce de la ecuación 2.22 haciendo reducciones de resistencia dado que ahora se considera aplicable la teoría de resistencia al cortante para vigas, luego en 2.19 y 2.20 se sustituye $\sqrt{f'_c}$ por $0.5 \sqrt{f'_c}$ y en 2.18 se sustituye $1.26 \sqrt{f'_c}$ por $0.63 \sqrt{f'_c}$ quedando por tanto.

$$M_c = (m_u + m'_u) (c_2 + d) + \left[0.5 \sqrt{f'_c} (c_2 + d) d - 0.5 V_u (K_{AB} + K_{CD}) \right] (c_1 + d) + \frac{2}{3} h^2 (c_1 + d) 0.63 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 - \left(\frac{V_u}{0.5 \sqrt{f'_c}} \right)^2} \quad 2.29$$

La contribución de los estribos se expresa como

$$M_s = \frac{A_v f_y d}{s} (c_1 + d) + \frac{2 \alpha_t x_1 y_1 A_t f_y}{s} \quad 2.30$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5 \quad 2.31$$

s = espaciamiento de los estribos

A_v = área del estribo en la sección crítica considerando el número de ramas, en cm^2

f_y = esfuerzo de fluencia del estribo, kg/cm^2

A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión a una distancia s , en cm^2

el primer término de la ec 2.30 representa el par formado por las fuerzas que se producen en los estribos cuando se produce una grieta por tensión diagonal a 45° a cara de columna y que cruza la zona crítica, y es la expresión usada en el diseño de vigas; el segundo término corresponde al momento torsionante que se resiste con estribos en las caras BC y DA, expresión también usada en vigas. Algunas variables de las ecuaciones 2.30 y 2.31 se ilustran en la fig 2.5.

Se debe notar que el espaciado s no debe exceder a $d/2$ a fin de asegurar que la grieta por tensión diagonal interseca a los estribos. Otra observación es que la ec 2.30 no es aplicable cuando $V_u > V_o$ ya que en este caso algunos de los estribos tendrían que tomar una parte de V_u y se modificaría la ec 2.30, determinando la parte de estribos que contribuyen a resistir V_u ; la parte restante será la que contribuye a resistir M_u .

2.6 RIGIDEZ LATERAL

Para el análisis de edificios se suele recurrir a la idealización de marcos planos; en el caso del análisis de sistemas losas planas y columnas se suponen marcos planos en los que la losa plana se sustituye por una viga equivalente. El Reglaman

to ACI-77, ref 5, sólo especifica este método para el análisis por cargas verticales; denominándolo método de la estructura equivalente, estipula que la viga equivalente está formada por un ancho de losa limitado lateralmente por el eje central de los tableros a cada lado del eje de columnas.

El Reglamento RDF-76, ref 21, especifica que la rigidez de la viga equivalente, con fines de análisis ante cargas verticales y laterales, se calcule a partir del momento de inercia de la losa plana en un ancho a cada lado del eje de la columna igual a

$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3 c_2 \quad 2.32$$

siendo L_1 el claro en la dirección de análisis, L_2 el claro en la dirección normal a la del análisis y c_2 el tamaño de la columna en la dirección de L_2 . La aplicación de ésta fórmula se ilustra en la fig 2.6.

A la fecha se han realizado algunas investigaciones teóricas tendientes a definir la viga equivalente de un sistema losa plana-columna con fines de análisis ante cargas laterales; trabajos de este tipo se reportan en las referencias 6 y 25; en la primera de ellas se calcula el ancho efectivo de la viga equivalente expresando los resultados en función del parámetro adimensional n

$$n = \frac{2 L_{eq}}{L_2}$$

Se estudió una conexión interior losa plana maciza columna, su-

jeta a la transferencia de momento de desbalanceo, fig 2.7, el procedimiento seguido fue resolver la ecuación diferencial de la teoría de placas delgadas con las condiciones de frontera mostradas en la fig 2.8, representando la solución mediante series de Fourier. Se dan valores de n para varios casos de dimensiones del tablero y la columna. Las variables estudiadas fueron:

- a) Relación de aspecto del tablero L_2/L_1
- b) Relación de aspecto de la columna c_1/c_2
- c) Tamaño de la columna c_1/L_1

se encontró que n cambia principalmente con la relación L_2/L_1 siendo la variación menor con las relaciones c_1/c_2 y c_1/L_1 .

En la ref 25, se estudia con el método de elementos finitos el valor del ancho equivalente de conexiones interiores losa plana aligerada columna; las condiciones de frontera que deben de cumplirse son las anteriormente mencionadas y mostradas en la fig 2.8. Las variables consideradas fueron las mismas del estudio anterior y, como en ese caso, se encontró que n varía principalmente con la relación L_2/L_1 .

En la fig 2.9 se muestran los valores de los anchos equivalentes encontrados en los trabajos mencionados, como también los dados por el Reglamento RDF-76, cuando: $c_1/L_1 = 0.1$ y $c_1/c_2 = 1.0$. Se puede observar que el procedimiento del RDF-76 subestima ligeramente la rigidez de la losa en el rango elástico,

cuando se considera en todo el claro el momento de inercia de la zona aligerada. Si se considera el momento de inercia variable, la rigidez aumenta del orden de 25% para casos usuales y se aproxima mejor a la que resulta en las investigaciones teóricas.

Debe tenerse en cuenta que, aún bajo las cargas de servicio, la losa se encontrará agrietada y su rigidez ante cargas laterales será menor que la que se determina para la sección elástica intacta. En la ref 18 se reportan ensayos realizados en Canada con especímenes que simulan un sistema losa plana-columna formado por varios claros, sujetos a carga gravitacional; se encontró que los desplazamientos previstos por el método de elementos finitos elásticos, eran menores que los experimentales, lo cual se atribuía a la existencia de rotaciones inelásticas locales en la unión entre columna y losa. Además los resultados de los ensayos de Hawkins con especímenes sujetos a carga lateral, ref 10 y 12 indican que, desde niveles de carga bastante pequeños, ocurren rotaciones locales en la unión entre columna y losa, que pueden considerarse como de cuerpo rígido, y reducen la rigidez de la losa a aproximadamente la mitad de la que se calcula para la sección agrietada y con el ancho equivalente recomendado por el ACI-77, es decir el ancho de losa limitado lateralmente por el eje central de los tableros a cada lado del eje de columnas.

La escasa rigidez ante cargas laterales de la losa plana, ha-

ce que para limitar las deflexiones laterales a los valores admitidos por el reglamento se requiera recurrir a dimensiones de columnas y losa que en edificios de cierta altura resultan anti-económicas, haciendo, por tanto, necesario recurrir a muros de rigidez.

2.7 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXION LOSA PLANA-COLUMNA ANTE CARGAS CICLICAS ALTERNADAS TRANSFIRIENDO MOMENTOS Y CORTANTES

2.7.1 Parámetros que describen el comportamiento histerético de elementos estructurales

a) Conceptos generales

Para representar las condiciones de carga que ocurren en un movimiento sísmico, en ensayos con modelos de elementos estructurales, generalmente se acepta el criterio de aplicar al modelo ciclos de cargas estáticas alternadas (reversibles); la validez de este criterio se discute en la sección 2.7.2. Las respuestas del modelo ante estas cargas dan lugar a un comportamiento histerético, cuya descripción se puede hacer en términos de los siguientes parámetros: rigidez, resistencia, ductilidad, capacidad de absorción de energía por deformación y coeficiente de amortiguamiento equivalente. Todos ellos se describen a continuación, con el objeto de entender más claramente, el comportamiento de la conexión entre losa plana y columna sujeta a ciclos de cargas alternadas (ciclos histeréticos).

b) Rigidez y resistencia

En el concepto de rigidez se distinguen dos intervalos, elástico lineal e inelástico. La rigidez en el primero de ellos es

utilizada para el cálculo de desplazamientos de la estructura, conjuntamente con el factor de reducción por ductilidad; estos desplazamientos calculados, deben compararse con los permitidos por los reglamentos; además con base en la rigidez lineal, se calcula el período natural de vibración de la estructura, para fines de análisis dinámico. El aumento en los niveles de carga aplicados a la estructura, hace que la misma incurriere en el intervalo inelástico; si la sucesiva aplicación de ciclos de cargas alternadas produce una gradual o marcada disminución en la rigidez de un ciclo respecto a ciclos anteriores, se dice que existe degradación en la rigidez de la estructura. En algunos casos, esta degradación en rigidez está acompañada de degradación en resistencia, la cual puede ser de dos clases: la primera se produce para ciclos histeréticos que se repiten en un mismo desplazamiento máximo; en este caso se dice que los ciclos no son estables respecto a la resistencia; la segunda, ocurre cuando ciclos con sucesivos aumentos de los desplazamientos, no logran mantener el mismo nivel de resistencia alcanzado en ciclos anteriores.

c) Ductilidad

El concepto de ductilidad es uno de los más empleados en el estudio del comportamiento sísmico de estructuras; sin embargo, no existe todavía una definición de ductilidad que sea común en la literatura. Un criterio, empleado por ejemplo por Hawkins, consiste en considerar como factor de ductilidad, al

cociente entre el desplazamiento correspondiente al nivel de carga máximo alcanzado en el ensaye, y el desplazamiento medido en el nivel de carga en el cual se llegó a la primera fluencia; en la fig 2.10a se explica gráficamente este concepto; para el caso de conexiones entre losa plana y columna, Hawkins considera como primera fluencia, aquella producida para el refuerzo del lecho superior. Otro criterio, empleado en este trabajo, considera que el factor de ductilidad es la relación entre la máxima rotación para la cual el espécimen es capaz de sostener 85% del momento de desbalanceo máximo alcanzado en el ensaye y la rotación que correspondería a la máxima carga resultante de un comportamiento lineal con la rigidez inicial; esta definición se ilustra en la fig 2.10b. En general los dos criterios citados conducen a valores diferentes para los factores de ductilidad.

d) Capacidad de absorción de energía

Otro parámetro importante es la capacidad de absorción de energía de un elemento estructural sujeto a cargas alternadas. Si el comportamiento es elástico lineal, la curva carga-rotación tiene la forma mostrada en la fig 2.11a; el trabajo externo realizado por las cargas al llegar al punto B de la trayectoria, se convierte en energía interna por deformación elástica; esta energía es igual al área encerrada en el triángulo ABC; al efectuarse la descarga se llega al punto A, sin producirse deformaciones inelásticas; por tanto la trayectoria de descarga es igual

a la trayectoria de carga, no existiendo pérdida de energía; se dice en este caso que la estructura no ha absorbido energía por deformación. No sucede lo mismo con estructuras de comportamiento inelástico; para ilustrarlo considérese el caso de una estructura elastoplástica, cuyo comportamiento se muestra en la fig 2.11b; en C se alcanza la respuesta máxima y la energía absorbida por deformación, tanto elástica como inelástica, es igual al área ABCE; en el proceso de descarga, se sigue a lo largo de la recta CD, el trabajo realizado por las fuerzas para ir de C a D es el área CDE, la cual a su vez es igual a la energía por deformación elástica existente en C; esto significa que el área ABCD representa la energía absorbida por deformación inelástica en el ciclo en estudio.

Bajo acciones sísmicas o similares a ésta, la energía entregada a la estructura es considerable, y ésta debe tener la suficiente capacidad para absorberla mediante deformación inelástica, de manera que no llegue al colapso. En el caso de ciclos histeréticos de forma arbitraria, como el mostrado en la fig 2.11c, la energía absorbida por deformación inelástica es el área encerrada dentro del ciclo histerético, la cual se indica en la figura como E_H . Ciclos histeréticos de forma delgada, o de huso, como los mostrados en la fig 2.10a, se conocen en la literatura con el nombre de "spindle shaped"; estos ciclos presentan un comportamiento histerético, desde el punto de vista de absorción de energía, menos deseable que aquellos

de forma ancha con las mismas resistencias y desplazamientos máximos en el ciclo. Además es conveniente que bajo ciclos de cargas alternadas, la estructura no presente degradación importante en la capacidad de absorción de energía; se dice que los ciclos histeréticos son estables cuando no existe tal degradación.

e) Coeficiente de amortiguamiento equivalente (ξ)

El valor de este coeficiente, mostrado en la fig 2.11d, se deduce definiendo un oscilador lineal equivalente, sujeto a excitación armónica; este oscilador tiene un amortiguador viscoso lineal, que disipa la misma energía por ciclo que la absorbida por deformación inelástica en la estructura real. Con este criterio, el valor del coeficiente de amortiguamiento equivalente ξ , se define como una relación entre E_H , ver fig 2.11c, y el área W_E bajo la curva esqueleto, fig 2.11d. El tipo de carga generalmente aplicado a especímenes es el correspondiente a ciclos de cargas estáticas alternadas, las cuales evidentemente no son armónicas; por esta razón, estos coeficientes de amortiguamiento deben interpretarse sólo en forma aproximada.

2.7.2 Bases experimentales y teóricas que justifican el empleo de cargas estáticas alternadas en el estudio del comportamiento sísmico de elementos estructurales

a) Presentación del problema

Para fines de diseño sísmico se requiere que el ensaye con mo-

delos de elementos o sistemas estructurales se haga bajo condiciones de carga similares a las que se presentarían durante un temblor. Por esta razón, en algunos casos se recurre a ensayos en mesa vibradora, la cual es excitada por un acelerograma real; sin embargo el costo de este tipo de prueba es muy alto; además, es común encontrar que los desplazamientos requeridos en la mesa vibradora son mayores que los que éstas pueden admitir por su propio diseño, por tanto el modelo no puede llevarse al colapso. En esos casos una solución alternativa, es aplicar al modelo ciclos de cargas estáticas alternadas (reversibles); sin embargo, existe el problema que no hay todavía un criterio común en la literatura para definir la forma de la historia de carga; tampoco es claro cómo extrapolar el comportamiento bajo cargas similares a las acciones sísmicas.

Una discusión de los diversos aspectos de éste problema puede encontrarse en las referencias 23, 33, 34 y 35. De ellas se extraen algunos conceptos y conclusiones que a continuación se exponen.

b) Cargas dinámicas y estáticas

Si las cargas se aplican al modelo de tal manera que sus incrementos respecto al tiempo son considerables, se dice que las cargas son dinámicas. Si las cargas se aplican lentamente, se dice que las cargas son estáticas; en este caso, es despreciable la influencia en la respuesta, de la rapidez de la aplicación de las cargas.

c) Cargas estáticas monotónicas

En los ensayos con cargas estáticas monotónicas las cargas o desplazamientos se incrementan gradualmente hasta llegar al colapso. Las principales ventajas de este tipo de ensaye son su sencillez y bajo costo; sirven además de patrón de comparación con otros tipos de ensayos. Presentan el inconveniente que no describen completamente el comportamiento que tendría la estructura ante acciones que ocurren durante un movimiento sísmico.

d) Cargas estáticas alternadas

En los ensayos con cargas estáticas alternadas se aplican ciclos de cargas estáticas en los que se tiene control de los desplazamientos o cargas. Las pruebas llevadas a cabo en este trabajo caen dentro de esta clasificación, por lo que se tratará de dar una justificación y descripción más amplia de ellas.

Una de las ventajas de este ensaye es que, como puede detenerse en cualquier momento, el investigador puede observar detenidamente el comportamiento del espécimen, estado de agrietamiento o el modo de falla en todas las etapas del experimento y también decidir el criterio de aplicación de cargas de los ciclos siguientes.

Además, de las curvas carga-desplazamiento obtenidas, se puede conocer la variación de la rigidez y de la absorción de energía del espécimen a lo largo de la prueba. Entre las desventajas hay que citar que como se trata de cargas estáticas, se está ig-

norando el efecto en la respuesta, de la rapidez de las deformaciones y la influencia de la velocidad en el amortiguamiento, efectos que no modifican de manera sustancial la respuesta de la estructura pero que deben ser objetos de investigaciones adicionales, (ref 35).

Sin embargo la principal dificultad en el ensaye ante cargas alternadas radica en la selección de la historia de carga. En la ref 33, se hace un resumen de los varios tipos de historias que han sido empleadas en diversas investigaciones. La historia de carga aplicada a los especímenes ensayados en el presente estudio, es similar a la empleada, en pruebas de diversos elementos estructurales, por Bertero en la Universidad de California, Berkeley, y por Hawkins en la Universidad de Washington. Según la ref citada el incremento del número de ciclos de cargas aplicados no modifica de manera apreciable la respuesta; siendo de mayor importancia la severidad de la aplicación de los ciclos. Así, se observó degradación notable en la resistencia de especímenes en los cuales se aplicaron desplazamientos en ambas direcciones; la degradación fue menor en los especímenes cuyos ciclos tenían desplazamientos en una sola dirección; ambos tipos de especímenes presentaron resistencias menores respecto a especímenes similares bajo cargas estáticas monotónicas.

En la ref 23 se comentan dos tipos de historias de carga, llamados criterios de carga simple y complejo, este último tratado

también en la ref 33; la historia de carga simple sigue las recomendaciones del Reglamento de Construcción para Nueva Zelanda; consiste en aplicar un ciclo de carga dentro del intervalo elástico, para definir la rigidez inicial, a continuación se aplican cuatro ciclos de carga en cada dirección, de manera de lograr un factor de ductilidad de 4. En esta referencia se plantea la necesidad de establecer un criterio estándar para la aplicación de cargas estáticas alternadas, de tal manera que los resultados de los diversos ensayos puedan compararse con bases congruentes.

En la ref 35, se afirma, con base en resultados obtenidos a la fecha, que el principal efecto del incremento de la rapidez de deformación, en el comportamiento de elementos de concreto reforzado sujetos principalmente a flexión, es aumentar el momento resistente en la primera fluencia del refuerzo.

2.7.3 Conexiones interiores

La mayor parte de la información existente a la fecha sobre el comportamiento de conexiones interiores, en su versión losa plana maciza, ante cargas laterales alternadas, proviene de las investigaciones de Hawkins; en la ref 12 se reportan los resultados de ensayos de 26 especímenes, que tenían como objetivo definir la resistencia, rigidez y comportamiento histerético de las conexiones en cuestión. Sobre el particular también en Japón, ref 16, y en menor cantidad en Nueva Zelanda, ref 15, se han realizado pruebas ante cargas laterales alternadas.

Resultados y recomendaciones de los estudios de Hawkins

Las variables estudiadas por Hawkins fueron la intensidad de las cargas reversibles transmitidas a la conexión, distribución y cantidad de refuerzo por flexión y estribos, y dimensiones de la columna. A continuación se resumen los resultados y conclusiones principales.

a) Efecto de la cuantía y distribución del refuerzo por flexión. Se notó que la rotación de la losa respecto a la cara de columna aumentó más rápidamente después de la fluencia del refuerzo por flexión en la zona de losa limitada por la columna. Se encontró que el efecto de la concentración del refuerzo por flexión en un ancho dos veces el peralte de losa a cada lado de la columna, fue benéfico ya que aumentó la rigidez de la conexión tanto en el intervalo elástico como en el inelástico; también se incrementó la resistencia última; cuando la cuantía de refuerzo por flexión en la vecindad de la columna fue menor que 0.9%; los ciclos histeréticos aún después de la fluencia del refuerzo por flexión conservan su forma esbelta y delgada; mientras que cuando tal cuantía fue mayor que 0.9%, los ciclos histeréticos después de la fluencia del refuerzo por flexión, se caracterizaron por tener mayor capacidad de absorción de energía. Por lo expuesto, Hawkins recomienda concentrar el refuerzo por flexión de la losa en un ancho de una vez y media el peralte de la losa a cada lado de la columna, y que se evite que la carga gravitacional cause esfuerzos inelásticos en el referido refuerzo. Además sugiere tener

una longitud de columna en la dirección del momento aplicado mayor que la longitud de desarrollo del refuerzo que pasa por la columna y verificar que la suma de la cuantía de refuerzo superior e inferior considerado efectivo para la transferencia de momento, sea menor que 0.75 veces la cuantía balanceada.

b) Refuerzo por cortante

Los especímenes sin refuerzo por cortante fallaron de manera frágil. El comportamiento histerético de la conexión formando una viga embebida con estribos que rodean al refuerzo por flexión que pasa por la columna, fue mejor con respecto al de los modelos sin estribos. Algunos detalles y resultados de un ensaye típico de conexiones con estribos reportados en la ref 10, se muestran en la fig 2.12. Se recomienda para el caso de cargas reversibles, tomar los esfuerzos cortantes mayores que $0.5 \sqrt{f'_c}$ kg/cm², mediante estribos de manera que no fluyan bajo condiciones de carga máxima; limitar el máximo esfuerzo cortante actuante a $1.5 \sqrt{f'_c}$ kg/cm² y la máxima separación de estribos a $d/3$, y localizar cada barra de refuerzo por flexión que pase por la columna en las esquinas de los estribos, los que deben extenderse de manera que la distancia ed en la fig 2.13 sea mayor que el espesor de losa h , además se recomienda que el esfuerzo cortante actuante en la sección $abcd$ no exceda de $0.5 \sqrt{f'_c}$.

c) Resistencia última

Hawkins considera que la resistencia última predicha por la analogía de la viga propuesta por él da buenos resultados; también como se vio en la sección 2.5 de este trabajo, el criterio del RDF76 da resultados aceptables para la resistencia última de las planas aligeradas sujetas a carga lateral alternada.

d) Rigidez

Los ensayos de Hawkins reportan rigideces de la losa de aproximadamente la mitad de la calculada con la sección agrietada y con el ancho equivalente recomendado por el ACI-77; esto se debe a la existencia de una rotación local en la zona de losa a cara de columna; resultados de un análisis inelástico con el método de elementos finitos, ref 12, muestran que esta rotación local es causada por altos esfuerzos cortantes en la zona de la conexión y por las condiciones de anclaje del refuerzo que pasa por la columna, así mismo, que estos factores influyen en la forma de los ciclos histeréticos. Se reporta que incrementando la dimensión de la columna en la dirección del momento transferido, es decir mejorando las condiciones de adherencia del refuerzo por flexión de la losa que pasa por la columna, se logra disminuir hasta en 20% la rotación local, y que los ciclos histeréticos tomen la forma ancha y acostada sólo para esfuerzos cortantes altos. Se recomiendan anchos equivalentes para análisis ante cargas laterales; se encontró también que si las cargas gravitacionales causan esfuerzos del orden de la

mitad del esfuerzo de fluencia del refuerzo por flexión, se puede considerar que el ancho equivalente, para análisis ante cargas laterales, considerando la sección agrietada, varía entre c_2+d para una columna cuadrada a c_2+2d para columnas en la que $c_1/c_2 = 3$. Se sugiere utilizar este ancho para niveles de carga en la que no ha fluido el refuerzo por flexión en la losa, recomendándose que para el estudio del comportamiento inelástico se empleen otros procedimientos que consideren el comportamiento no lineal.

2.7.4 Conexiones de borde y de esquina

La filosofía de los reglamentos ACI-77 y RDF-76 para el diseño de conexiones losa plana-columna de borde y de esquina sujetas a momentos desbalanceo, es extrapolar el procedimiento desarrollado para las conexiones interiores, es decir que se especifica valuar el esfuerzo cortante máximo con la expresión

$$v_{\max} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M a_2}{J_c} \quad 2.33$$

Donde V es la fuerza cortante.

Para una conexión de borde sujeta a un momento de desbalanceo M_x , a eje de columna, en la dirección de la cara discontinua, con la geometría ilustrada en la fig 2.14 se tiene:

$$c = c_1 + d/2$$

$$b = c_2 + d$$

$$A_c = (2c + b) d$$

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} \quad 2.34$$

$$y = c - c_1/2$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - g$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g$$

$$J_c = \frac{2}{12} cd^3 + \frac{2}{12} dc^3 + 2cdg^2 + bd \left(\frac{c}{2} - g\right)^2$$

además $M = M_x - Ve \quad 2.35$

e es la distancia del eje de la columna al centroide de la sección crítica

α es el parámetro deducido para conexiones interiores y se considera aplicable a conexiones de borde y de esquina. Los reglamentos ACI-77 y RDF-76 consideran además que los esfuerzos resistentes especificados de v_{max} para conexiones interiores son también válidos para conexiones de borde y de esquina.

Debe notarse que la conexión de esquina siempre estará sujeta a momentos de desbalanceo biaxiales, aún en ausencia de acciones sísmicas, ya que el momento flexionante por carga gravitacional en cada una de las dos direcciones del análisis, es al mismo tiempo momento de desbalanceo; por esta razón el momento M de la ecuación 2.33 se expresa como la suma vectorial de los momentos de desbalanceo M_{Dx} y M_{Dy} , los que según 2.35 están dados por:

$$M_{Dx} = M_x - V e_x$$

2.36

$$M_{Dy} = M_y - V e_y$$

donde M_x , M_y son los momentos flexionantes actuantes en cada una de las direcciones del análisis; e_x , e_y tienen el mismo significado que en la ec 2.35, con la variante que ahora se refieren a cada una de las dos direcciones del análisis. Para la geometría de una conexión de esquina, ilustrada en la fig 2.15, se tienen las siguientes propiedades geométricas en una dirección:

$$c = c_1 + d/2$$

$$b = c_2 + d/2$$

$$A_c = (c_1 + c_2 + d) d$$

$$g = \frac{bc}{2(c+b)}$$

$$y = c - \frac{c_1}{2}$$

2.37

$$a_2 = \frac{c}{2} - g$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g$$

$$J_c = \frac{1}{12} cd^3 + \frac{1}{12} dc^3 + cd g^2 + bd \left[\frac{c}{2} - g \right]^2$$

el esfuerzo cortante actuante máximo está dado por:

$$v_{\max} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha (M_x - V e_x) a_{2x}}{J_{cx}} + \frac{\alpha (M_y - V e_y) a_{2y}}{J_{cy}} \quad 2.38$$

en esta ecuación los subíndices x , y , están asociados a las dos direcciones del análisis y las cantidades correspondientes se calculan con las ecuaciones 2.37.

Para una conexión de esquina en la cual la columna es de sección cuadrada de lado r , con la ec 2.37 se tiene:

$$A_c = 2 (r + d/2)$$

$$e = e_x = e_y = \frac{1}{4} r + \frac{3}{8} d$$

$$a_2 = a_{2x} = a_{2y} = \frac{1}{4} (r + \frac{d}{2}) \quad 2.39$$

$$J_c = J_{cx} = J_{cy} = \frac{5}{24} (r + \frac{d}{2})^3 d + \frac{1}{12} (r + \frac{d}{2}) d^3$$

$$\alpha = 0.4$$

además, si la conexión está cargada simétricamente:

$$M_x = M_y$$

en este caso la ecuación 2.38 se reduce a:

$$v_{\max} = \frac{V}{A_c} + 2 \frac{\alpha (M_x - Ve)}{J_c} a_2 \quad 2.40$$

En la ref 10 se describen ensayos realizados en Canadá por Zaghlool et. al., con conexiones losa plana-columna de esquina sujetas a carga lateral monotónica y carga lateral reversible. En las refs 29 y 30 se reportan ensayos realizados por los mismos autores con conexiones losa plana-columna de esquina y de borde bajo cargas monotónicas; ninguno de los especímenes tuvo estribos, y los resultados mostraron que la aplicación del criterio del reglamento ACI-71 para el cálculo de la

resistencia última de la conexión de esquina, dado por las expresiones 2.36 a 2.40, dio valores muy conservadores; debido a que este criterio toma en cuenta sólo el parámetro $\sqrt{f'_c}$, siendo que la capacidad última de la conexión depende también de la cuantía de acero de refuerzo por flexión de la losa en la vecindad de la columna y de las relaciones c_1/d y de M/V ; además se encontró que esta diferencia de resultados es menor para el caso de conexiones losa plana columna de borde, lo cual puede explicarse porque en este caso existe la discontinuidad en sólo una cara. Los ensayos bajo cargas laterales reversibles no cambiaron en forma significativa la resistencia última y la ductilidad respecto a especímenes similares bajo carga lateral monotónica.

Una explicación para lo conservador de las expresiones 2.38 y 2.40 para conexiones de esquina, es que se dedujeron basándose en el concepto de la teoría de la variación lineal de esfuerzos cortantes, considerando la superposición de efectos de los momentos de desbalanceo actuantes en las dos direcciones del análisis; esto supone en forma implícita, que los esfuerzos cortantes originados por cada uno de los dos momentos de desbalanceo, se superponen simultáneamente causando un esfuerzo cortante constante en cada una de las caras de la sección crítica por cortante. La superposición en realidad no sucede así, ya que los esfuerzos cortantes máximos, se alcanzan sólo en dos esquinas opuestas de la sección crítica por cortante. En la situación de momento de desbalanceo en una sola dirección, los es-

fuerzos cortantes en la cara crítica son constantes, mientras que bajo condiciones de momentos de desbalanceo en dos direcciones, en cada una de las caras críticas por cortante, se tiene variación lineal en los esfuerzos cortantes; esto significa la existencia de una porción en cada una de las secciones críticas, de esfuerzos cortantes menores que los obtenidos si se considera existe momento de desbalanceo en una sola dirección. Por estas razones, bajo condiciones de momentos de desbalanceo en dos direcciones, la revisión de la resistencia por cortante de la conexión, podría hacerse considerando el efecto de cada uno de ellos por separado; este criterio probablemente conduciría a resultados que se acerquen más a la situación real.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 OBJETIVOS

Los resultados encontrados en investigaciones efectuadas con losas planas macizas y estudiadas en el capítulo 2, especialmente los estudios realizados por Hawkins y sus colaboradores, ponen en evidencia la importancia del trabajo experimental en el estudio de sistemas de piso formados por losas planas. Por esta razón, como también por el escaso conocimiento sísmico de los sistemas de piso formados por losas planas aligeradas, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se llevó a cabo un programa de investigación tendiente a aclarar el comportamiento sísmico de dichos sistemas.

En forma paralela al estudio analítico del problema, se desarrolló un programa experimental que consistió en el ensaye de 5 modelos a escala 1 a 4, que trataban de representar la zona de conexión entre losa plana aligerada y columna. Estos mode-

los fueron sujetos a momentos de desbalanceo, causados por la aplicación de ciclos de cargas estáticas alternadas; la validez de utilizar este tipo de carga para estudiar el comportamiento sísmico de estructuras, fue justificada en el capítulo anterior.

El objetivo principal de la parte experimental del programa de investigación fue obtener las características de resistencia, ductilidad y absorción de energía de las conexiones de los sistemas de piso en estudio, cuando en ellas predomina la falla por cortante. Se analizó el efecto en dichas características de un tipo especial de refuerzo por cortante, similar al propuesto por Hawkins en las investigaciones que realizó con losas planas macizas; dicho refuerzo consistió en estribos cerrados formando una viga embebida centrada a eje de columna; también se estudiaron los efectos del escaso o nulo refuerzo con estribos en las conexiones. Adicionalmente se buscó proponer un criterio adecuado, desde el punto de vista del comportamiento sísmico, para la revisión y diseño del refuerzo por cortante en la zona de losa aligerada.

Otro objetivo fue obtener, con base en resultados experimentales, la rigidez de sistemas de piso formados por losas planas aligeradas, para fines de análisis ante cargas laterales.

3.2 ELECCION DE LA CONEXION PROTOTIPO

El programa experimental consistió en el ensaye de conexiones interiores representativas de una conexión prototipo elegida. La

estructura prototipo supuesta para el diseño de los modelos se muestra en la fig 3.1; esta estructura es un edificio de concreto típico para oficinas situado en el D.F., ubicado en una zona cuyo suelo se clasifica como compresible; tiene 7 pisos y la distancia a ejes de columnas es de 7.50m; todos los sistemas de piso consisten en losas planas aligeradas.

El análisis y diseño del edificio fue hecho con el Reglamento RDF-76, ref 21, 24; el espesor de losa mínimo requerido por este Reglamento, ref 21, en su sección 4.3.6h es de 32 cm, valor que permite omitir el cálculo de deflexiones de la losa. Se escogió un espesor de losa de 36 cm y columnas cuadradas de 50 x 50 cm.

Para valuar los desplazamientos horizontales, la rigidez de la losa aligerada se calculó con el ancho equivalente propuesto por el RDF-76, la rigidez de entrepiso se determinó con la fórmula de Wilbur. El coeficiente sísmico especificado para este caso por el Reglamento RDF-76 es 0.24; considerando un factor de reducción por ductilidad igual a 4, para obtener elementos mecánicos, dicho coeficiente valía 0.06; debido a que la altura del edificio era menor que 60 m, se justificaba efectuar un análisis sísmico estático de la estructura. El desplazamiento relativo de entrepiso más desfavorable valía 4.6 cm, menor que el desplazamiento horizontal máximo permitido por el Reglamento RDF-76, ref 24, en la sección 242, el cual era igual a 4.8 cm, considerando elementos ligados a la estructura en forma

tal que no sufran daños por las deformaciones de ésta. La revisión posterior de la resistencia al cortante de la conexión, según el criterio del RDF-76, requería la presencia de estribos para el espesor de losa supuesto de 36 cm; esta condición era la buscada, con la finalidad de estudiar conexiones críticas por cortante, y por tanto se adoptaron las dimensiones antes citadas para la estructura prototipo.

Para determinar los porcentajes de refuerzo, el edificio fue diseñado para resistir las siguientes cargas de servicio: carga muerta de 700 kg/m^2 , carga viva de 250 kg/m^2 para el cálculo de acciones por carga vertical ó 90 kg/m^2 cuando el análisis se haga ante acciones sísmicas. Los momentos y cortantes sísmicos para un marco típico del edificio se obtuvieron empleando el método del Portal y se presentan en la fig 3.2; en ellos ya está incluido el factor de carga de 1.1, especificado por el RDF-76.

La zona de la estructura prototipo que se reprodujo experimentalmente se muestra en la fig 3.1; es una de las conexiones sujeta a mayores elementos mecánicos, en cuyo perímetro, por tratarse de las zonas de inflexión, los momentos flexionantes son nulos; condición deseada, dado que en este perímetro, sólo es necesario aplicar las fuerzas cortantes producidas por las cargas laterales. En la fig 3.3 se presentan las fuerzas de diseño para la conexión elegida. El resultado de la combinación de los diagramas de momentos sísmicos (fig 3.2) y los momentos ob-

tenidos por cargas verticales, indica que los puntos de inflexión, en la dirección del movimiento sísmico se encuentran a $0.32 L$ a eje de columna, siendo L la distancia entre ejes; para la dirección perpendicular, el punto de inflexión se encuentra a $0.25 L$ a eje de columna; lo que determina la geometría de la conexión prototipo presentada en la fig 3.4. Las dimensiones de la losa son 480×480 cm, casetones de 60×60 cm, espesor de losa de 36 cm y columna de 50×50 cm.

3.3 ESPECIMENES

3.3.1 Justificación de la escala

Los modelos para representar la conexión prototipo, fueron contruidos a escala 1 a 4, luego se tuvo las siguientes dimensiones: losa 120×95 cm, espesor de losa 9.0 cm; columna 12.5×12.5 cm; altura del modelo, entre puntos de inflexión de columna, 89 cm; ver fig 3.8. Los esfuerzos no están escalados, por tanto el uso de la escala mencionada, tiene la ventaja de que las cargas experimentales se reducen como el cuadrado de la escala, en consecuencia será necesario aplicar al modelo solamente $\frac{1}{16}$ del valor de las fuerzas que se requeriría aplicar en la estructura prototipo; los momentos experimentales se reducen como el cubo de la escala. Como consecuencia de lo anterior se obtiene un marco de prueba de dimensiones reducidas y el sistema hidráulico de carga requerido es más fácil de contruir, con las consiguientes ventajas económicas.

La mayor parte de ensayos con modelos de estructuras de concreto, en general, han sido realizadas con escalas que varían entre 1 a 1 y 1 a 3, aunque también se han probado muros de microconcreto a escala 1 a 8, ref 14. La diferencia en materiales entre el concreto normal y el microconcreto radica en que éste tiene una granulometría de dimensiones reducidas; los resultados obtenidos con modelos de microconcreto a escalas 1 a 4 y 1 a 8, reportados en la ref 9, muestran que éstos reproducen en forma satisfactoria el comportamiento de elementos a escala natural. Los especímenes losa plana-columna ensayados en este trabajo, fueron de microconcreto a escala 1 a 4, lo cual, por lo expuesto puede considerarse que está bien justificada.

3.3.2 Materiales

El refuerzo por flexión consistió en barras comerciales corrugadas de diámetros pequeños, de acero de alta resistencia trabajado en frío, denominado TEC-60, con $f_y = 6\ 000\ \text{kg/cm}^2$; las varillas se sometieron a un proceso de recocido a $700^\circ\ \text{C}$ durante 2 horas, con lo cual se obtuvo una zona de fluencia definida para un esfuerzo promedio de $3\ 400\ \text{kg/cm}^2$. La curva carga deformación típica para este material se presenta en la fig 3.5. Las losas fueron reforzadas con varillas de 3/16" de diámetro en la malla superior y de 5/32" en la malla inferior; el refuerzo por flexión de la columna tuvo 1/4" de diámetro. El acero para los estribos se obtuvo a partir de alambre galvanizado liso, que se sometió a un proceso de "moleteado", que le producía corruga-

ciones al pasar por un dado; además se le sometió a un tratamiento de recocido a 600° C durante 1 hora para obtener una zona de fluencia definida; la curva carga deformación resultante se muestra en la fig 3.6; se observa que la zona de fluencia definida no es muy amplia, pero puede considerarse aceptable; se notó que el esfuerzo de fluencia obtenido estaba entre 3 600 y 4 500 kg/cm^2 , según se observa en la tabla 3.1.

Los modelos fueron contruidos con microconcreto, usándose cemento Portland tipo III, de fraguado rápido; la granulometría empleada se muestra en la tabla 3.2. La relación agregado a cemento fue de 2.5 y la relación agua cemento, 0.75 para el modelo E2, y 0.8 para los demás modelos.

La tecnología empleada para el microconcreto se describe en la ref 9, los resultados encontrados con ella permiten considerar que los materiales empleados tienen las mismas propiedades que los usados en estructuras de concreto a escala natural; las relaciones entre carga y momento en el prototipo y el modelo están escaladas, pero no las relaciones entre esfuerzos en el prototipo y cargas por unidad de área en el modelo; por tanto, los esfuerzos en el microconcreto, acero de refuerzo y los de adherencia en el modelo son iguales a los de la estructura prototipo.

3.3.3 Construcción de los especímenes

Las mallas de refuerzo de la losa y el acero de refuerzo de la columna, fueron contruidas antes de su colocación en una cim-

bra de madera; como casetones se emplearon cubos de yeso, impermeabilizados para que no absorbieran agua en el proceso de fraguado; estos casetones eran posteriormente removidos cuando el concreto había fraguado. Para el colado de cada modelo se hacían dos revolturas en una mezcladora de pequeño volumen, empezándose el colado por la zona maciza para finalmente colar el tramo de columna superior del modelo; en esta columna se colocaba un tubo de PVC, el que servía para dejar un ducto para hacer posteriormente un postensado de la columna. Para evitar que quedaran huecos en el concreto después del fraguado, se vibraron las mallas de refuerzo mediante un dispositivo especialmente construido para este fin; en la fig 3.7 se ilustra dicha operación, la cual requería un cuidado especial, dado que en algunos modelos, el espacio disponible entre varillas de refuerzo era mínimo. El proceso de colado demoraba de dos a tres horas, sacándose un número suficiente de cilindros de pruebas de 5 cm de diámetro por 10 de altura, para determinar la resistencia del material. Aproximadamente 3 días después, se descimbraba la parte superior de columna y partes laterales de la losa; y aproximadamente 4 días más tarde se hacía el descimbrado total y la remoción de casetones. Luego se procedía al proceso de postensado de la columna para simular la fuerza axial debida a cargas verticales actuante en ella.

3.4 DESCRIPCION DE LOS ENSAYES

3.4.1 Condiciones de apoyo y carga

La fig 3.8 y la fotografía de la fig 3.9 ilustran el espécimen

tipo ensayado junto con la modalidad de carga. La fig 3.10 muestra la conexión en estudio y los puntos de inflexión debido a cargas verticales y acciones sísmicas; en realidad estos puntos variarán de posición durante el movimiento sísmico, pero dado que los cambios no serán grandes, se consideró aceptable mantener constante la ubicación, calculada en la sección 3.2; esto dio como resultado las dimensiones del modelo mostradas en la fig 3.8. En la fig 3.11 se aprecia el estado real de cargas y desplazamientos en la conexión losa-columna; P es la carga axial actuante en la columna de la conexión, V representa las fuerzas cortantes sísmicas que se aplican en la estructura, H representa las reacciones inducidas en los extremos de las columnas y W es la carga vertical existente en la estructura. Este sistema puede tener un desplazamiento relativo horizontal entre los extremos de la columna, mientras que los extremos de las losas permanecen en una línea horizontal. La fig 3.12 muestra el espécimen tipo ensayado, cuyos desplazamientos están caracterizados por que los extremos de las columnas permanecen en su línea vertical original y en cambio los extremos de las losas tienen desplazamientos verticales; δ es el desplazamiento vertical producido por la carga V en los dos extremos de la losa, el cual durante la prueba se mantuvo igual para ambos; Δ_w es el desplazamiento en dichos extremos debido a la carga vertical W. El tipo de carga utilizado en el modelo no hace intervenir el efecto P - Δ originado por la carga axial en la columna, dado que los extremos de columna no pueden desplazarse lateralmente; sin embargo este

efecto puede posteriormente ser tomado en cuenta, restando a los momentos experimentales, el momento $P-\Delta$ calculado con la carga axial actuante y los desplazamientos del modelo; Δ se calcula considerando que el modelo debería tener la misma rotación de cuerpo rígido que la estructura real, por tanto

$$\frac{\delta}{I_1} = \frac{\Delta}{h}, \text{ donde } \Delta = \frac{\delta h}{I_1}.$$

Las cargas V eran producidas por dos gatos hidráulicos de capacidad máxima 5 ton cada uno, del tipo de acción reversible, es decir que podían jalar o empujar y que trabajaban en forma independiente porque se debían obtener desplazamientos δ iguales en cada extremo; cada gato tenía 2 puntos de aplicación de la carga, indicados con la letra B en la fig 3.8. La carga vertical total, causante de una porción de los esfuerzos cortantes en la sección crítica de la conexión, era representada por la aplicación de cuatro fuerzas concentradas en la losa, señaladas con la letra A, en la fig 3.8 y producidas por 4 cables de acero conectados a un sistema de gatos hidráulicos. En el transcurso de la prueba se tenía especial cuidado de mantener constante la presión en estos gatos, con lo cual se buscaba disminuir las variaciones de la carga vertical durante el ensaye; el valor promedio de la misma en los 4 cables era de 2600 kg, con una variación de 10%, (disminuía cuando el sentido de la carga lateral era la misma que el de la carga vertical y aumentaba cuando la carga lateral era de sentido contrario).

La carga axial en la columna aplicada mediante el proceso de

postensado fue aproximadamente 13 ton en todos los modelos con lo cual la columna quedó sobredimensionada en 20%.

Debido al tipo y forma de la carga lateral aplicada a los especímenes, se trata de ensayos con ciclos de cargas estáticas alternadas. Una justificación y descripción amplia de este tipo de prueba, como de la historia de carga empleada se hizo en la sección 2.7.2.

3.4.2 Instrumentación

Se realizaron mediciones de las cargas aplicadas y de los desplazamientos y deformaciones en puntos previamente establecidos.

Cargas. Las cargas reversibles eran controladas mediante lecturas en un puente de Wheatstone de celdas de carga, previamente calibradas, las cuales tenían una sensibilidad de aproximadamente 25 kg.

Las cargas verticales eran controladas mediante lecturas de un manómetro; posteriormente los cables que transmitían estas cargas fueron instrumentados con celdas de carga, cuya sensibilidad era de aproximadamente 3 kg.

Desplazamientos. Los desplazamientos de la losa eran registrados mediante la lectura de 6 micrómetros denominados M1, M2, M3, M4, M5 y M6, situados a lo largo del eje central de la losa y ubicados según se muestra en la fig 3.13; correspondiendo M1 al extremo de losa ubicado en el lado Norte, y M6 al extre-

mo de losa, lado Sur.

Las rotaciones de la losa respecto a la columna eran registradas mediante las lecturas de otros 4 micrometros, MC1, MC2, MC3, MC4, ubicados según se muestra en la fig 3.13.

Deformaciones. Se instrumentaron en cada espécimen, con "strain gages" cuatro varillas del refuerzo por flexión en la losa, las lecturas de las deformaciones se hacían en un puente de Wheatstone; la distribución de los "strain gages" se muestra en la fig 4.2a, los mismos distaban de 2 a 6 cm de la cara de las columna, dependiendo del espacio disponible dejado por los estribos en cada modelo.

3.4.3 Programa de prueba

La investigación en su aspecto experimental consistió en el ensaye de 5 especímenes, que como se ha dicho, representan a escala un cuarto la zona de conexión entre una losa plana aligerada y columna de un sistema de piso prototipo.

Los especímenes E1A, E2, E3 tenían como finalidad estudiar diversas modalidades de refuerzo por cortante y verificar las disposiciones de diseño sísmico del RDF-76 para las conexiones entre losa plana aligerada y columna, tanto para el refuerzo por cortante como para el refuerzo por flexión. Los modelos E4, E5 tenían los mismos objetivos mencionados, pero adicionalmente se quería llegar a recomendaciones racionales sobre el diseño sísmico de la conexión entre losa plana aligerada y co-

lumna considerando que es posible que ocurra falla por cortante no sólo en la zona sólida sino también en la zona aligerada. Todos los especímenes estaban diseñados en forma tal que teóricamente debiera lograrse la falla de la conexión debido a efectos de esfuerzos cortantes inducidos por la aplicación de momentos de desbalanceo, antes que la falla por flexión. Esto implica que no regía el mecanismo caracterizado por la formación de líneas de fluencia de momento positivo y negativo a lo largo de todo el ancho del modelo, fig 1.3.

En la tabla 3.1 se resumen las propiedades principales de los especímenes.

El modelo E1A se caracterizaba por no tener estribos de refuerzo por cortante; se colocaron algunos estribos, pero sólo en las intersecciones de las nervaduras en la zona aligerada, para facilitar la colocación del refuerzo por flexión.

El modelo E2 tenía refuerzo por flexión parecido al de E1, pero con estribos de dos ramas en las nervaduras, con una separación de $d/2$, siendo d el peralte de la losa; esta modalidad de refuerzo intentaba representar la práctica usual en el D.F.

El modelo E3 tenía refuerzo por flexión ligeramente menor que los anteriores, con estribos de 6 ramas formando una viga embebida diseñada con el criterio del RDF-76. Fuera de la zona sólida los estribos eran de 2 ramas a una separación de $d/2$.

El modelo E4 tenía más refuerzo por flexión que los anteriores

y estaba reforzado por cortante con estribos de 6 ramas en la zona maciza, formando una viga embebida; en la región aligerada los estribos en las nervaduras eran de 2 ramas a la separación de un peralte, de manera que no contribuyesen a la resistencia al cortante. El modelo E5 era similar a E4 en todas sus características, excepto que la nervadura central tenía un ancho menor, de manera de hacer más desfavorable la resistencia de la losa en su zona aligerada.

Los modelos E1A, E2, E3 tenían las mismas dimensiones de la zona maciza y de casetones, que eran de 47.5 cm x 47.5 cm x 15 cm, respectivamente. En los modelos E4, E5 esas dimensiones eran diferentes; para E4, la zona maciza fue de 35 cm x 35 cm y los casetones, de 10 cm x 10 cm; para E5, la zona maciza de 31.2 cm x 31.2 cm y casetones de, 10 cm x 10 cm.

4. RESULTADOS

4.1 ASPECTOS GENERALES

Este capítulo está dedicado a presentar los resultados obtenidos en el ensaye de 5 modelos de conexiones losa plana-columna sujetas a carga lateral alternada; las variables estudiadas son el refuerzo por cortante y por flexión, las dimensiones de la zona maciza y las de las nervaduras. Se hace referencia al primer modelo, denominado E1A, por que las gráficas correspondientes al mismo son típicas y se emplean también para los otros modelos.

Primeramente se comentan los desplazamientos registrados en el ensaye. Se llama Δ_{tot} al desplazamiento vertical total del modelo respecto al estado inicial de éste, sin ninguna carga, que es registrado por los micrómetros M, como se puede ver en la fig 3.13. Δ_{tot} es producido por las cargas P_N , P_S , que simulan las acciones sísmicas, y por la carga vertical W, ver fig 4.1.La

carga P_N es la aplicada en el lado norte, P_S es la aplicada en el lado sur; ambas producen un momento de desbalanceo a eje de columna M_D . Δ_W es el desplazamiento debido sólo a la carga vertical W . La diferencia $\delta = \Delta_{tot} - \Delta_W$, corresponde al desplazamiento del modelo causado por las cargas que representan al sismo.

Se distinguen tres fuentes que originan el desplazamiento Δ_{tot} , y son denominadas Δ_{col} , Δ_{con} , Δ_{flex} . La primera, Δ_{col} , es causada por el giro de la columna en la cara donde se interseca con la losa, debido a la flexión en la columna; la losa debe tener este mismo giro, que producirá los desplazamientos Δ_{col} .

La diferencia $\Delta_{tot} - \Delta_{col}$ es llamada Δ_{los} y es el desplazamiento que tendría la losa si se supone rígida la columna. Se considera que Δ_{los} es la suma de Δ_{con} y Δ_{flex} . Δ_{con} es el desplazamiento debido a la rotación concentrada de la losa, en la zona próxima a la cara de columna; esta rotación es registrada por los micrómetros MC, ver fig 3.13. Δ_{flex} es el desplazamiento causado por flexión en la losa entre el eje de columna y cara extrema de la losa. En la fig 4.1 se muestra un esquema de los desplazamientos mencionados.

La fig 4.3 muestra la historia de los desplazamientos Δ_{tot} para las cargas máximas de cada ciclo, lado sur; esta gráfica tiene como objetivo mostrar el tipo de carga empleada en los ensayos. Además del número de carga, se da el número del nivel de desplazamientos en el cual se encuentra la carga respectiva;

la conexión reforzadas por cortante; entre ellas están las teorías de la analogía de la viga, ref 1, 10 y 22. Los resultados de la tabla 2.1 indican que la predicción de resistencia propuesta por el reglamento RDF-76 puede considerarse satisfactoria y no es necesario recurrir a procedimientos más refinados, no obstante en este trabajo se hace mención a ellos para fines de comparación.

En la ref 28 se estudia con elementos finitos la capacidad de la conexión para transmitir momento de desbalanceo; el estudio se hizo usando un procedimiento incremental que permite considerar el comportamiento inelástico y concluye que en el intervalo de esfuerzos inelásticos se produce considerables redistribuciones de momento y cortante alrededor de la columna, y que por tanto, no puede determinarse la resistencia y rigidez de la conexión usando sólo un análisis elástico con elementos finitos.

En la sección 2.2 de este trabajo se estudia las diversas teorías de la analogía de la viga para el cálculo de la resistencia de la conexión losa plana-columna sin estribos; con las mismas bases teóricas los autores de estas analogías proponen expresiones que toman en cuenta la contribución de estribos a la resistencia por cortante, excepto la teoría de Kanoh y Yoshizaki; las aplicaciones de estos criterios, en especial el de Hawkins, son laboriosas; por lo que sólo se hará mención del criterio de

por ejemplo, en la fig 4.3, la carga N° 74 corresponde al nivel de desplazamientos IV. Para cada nivel de desplazamientos, el ciclo inicial se repetía una o dos veces.

La fig 4.4 corresponde a las curvas histeréticas momento de desbalanceo-rotación, $M_D - \theta_{tot}$; θ_{tot} es el cociente Δ_{tot}/L , siendo L la distancia a eje de columna del extremo de la losa; en todos los modelos $L = 57.5$ cm. Para el estudio de desplazamientos se eligió el extremo sur de la losa. Esta figura muestra la historia en conjunto de los ciclos de carga para todo el ensaye.

La fig 4.5, ilustra la historia de deformaciones unitarias que se registraron en los "strain gages", S.G., para las cargas máximas de cada ciclo. Se indican las deformaciones de cuatro S.G. instrumentados en el refuerzo por flexión de la losa. El S.G. No, 1 corresponde a una varilla de refuerzo de la nervadura central lecho superior; el S.G. No. 2, a una varilla de la nervadura extrema, lecho superior, ver fig 4.2; el S.G. No. 3 está ubicado en una varilla de la nervadura central lecho inferior y el S.G. No. 4 estuvo instrumentado en la misma nervadura que para el S.G. No 2, pero en el lecho inferior. El origen de las abscisas en la fig 4.5 corresponde a la aplicación del total de cargas verticales y sin carga lateral. La historia termina con el último ciclo de carga.

Para el estudio de la energía disipada por deformación se emplean figuras como la 4.6a y 4.6b. La primera representa la historia de energía acumulada en cada ciclo durante el transcurso de la

prueba, hasta el último ciclo de carga. En la fig 4.6b se muestra la energía disipada por deformación en cada ciclo, con el objetivo de comparar la degradación de disipación de energía de un ciclo inicial respecto a su ciclo repetido.

En la fig 4.7 se aprecian los perfiles de la losa para las cargas máximas de cada ciclo inicial; no se muestran los perfiles para los ciclos repetidos; los números indican el nivel de desplazamientos en que se encuentran las referidas cargas máximas.

En la fig 4.9, se grafica el desplazamiento del extremo de losa, lado sur, δ , debido sólo a carga lateral, para las cargas máximas de los ciclos iniciales de carga, en las que se superponen de manera aditiva la carga lateral y la carga vertical; se hace la distinción de las 3 fuentes de desplazamientos para δ . La fig 4.9 está dividida en dos partes; la primera tiene como objetivo mostrar la variación de las fuentes de desplazamientos, indicadas como porciones del desplazamiento correspondiente al momento de desbalanceo máximo alcanzado en el ensaye; mientras que la segunda, indica para cada número de carga, los porcentajes respectivos de las fuentes de desplazamientos.

El desplazamiento Δ_{col} se obtuvo calculando la rotación de la columna por medio de las ecuaciones de área-momento. Se tomó el momento de inercia de la sección agrietada cuando el momento flexionante en la columna era mayor que el de agrietamiento, lo cual se cumplió en todos los especímenes para los niveles de cargas máximas.

El desplazamiento Δ_{con} se calculó como $\Delta_{con} = \theta_{con} \cdot L$, donde L tiene el mismo significado explicado para θ_{tot} , θ_{con} es la rotación concentrada en la losa a cara de columna determinada por la lectura de los micrómetros MC, ver fig 3.13. Para el lado sur, θ_{con} se calculó con la expresión siguiente:

$$\theta_{con} = \frac{\text{Desplazamiento de MC2} - \text{Desplazamiento de MC4}}{t}$$

t es la distancia vertical entre los puntos medidos por los micrómetros MC2 y MC4, ver fig 3.13; t varió entre 16.0 y 19.0 cm, según el modelo ensayado.

La última fuente de desplazamiento es Δ_{flex} que se calcula como

$$\Delta_{flex} = \delta - (\Delta_{col} + \Delta_{con})$$

La fig 4.39, es el último tipo de gráfica empleada en la evaluación de resultados de cada espécimen, se muestran en ella las curvas $M_D - \theta_{tot}$, obtenidas con la envolvente de los ciclos histeréticos del tipo de la fig 4.4. Primero se muestran las envolventes para las cargas máximas B, las cuales se obtienen cuando la carga lateral y la vertical son aditivas; la segunda parte de la gráfica se refiere a las cargas máximas D, que corresponden al caso en que la carga lateral y la vertical son de sentidos opuestos. Además de la envolvente de los ciclos iniciales, se muestra la envolvente de los ciclos sostenidos o repetidos. El objetivo de estas gráficas es facilitar el estudio de la rigidez, resistencia y ductilidad, obtenidas en el



ensaye de cada espécimen.

4.2 ESPECIMEN E1A

En este espécimen la losa tuvo el refuerzo por flexión que se presenta en la fig 4.2 y en la tabla 3.1; los estribos que se colocaron tenían como única finalidad servir como elementos constructivos para las varillas longitudinales y no servían como refuerzo por cortante, ver fig 4.2b, por lo que fueron ubicados sólo en las intersecciones de las nervaduras. Con este refuerzo el momento de desbalanceo M_{MF} , requerido para formar un mecanismo de flexión con líneas de fluencia positiva y negativa en todo el ancho de la losa, era 20% mayor que el momento de desbalanceo correspondiente a la resistencia por cortante, M_{DDF} , predicha por el RDF-76.

La historia de desplazamientos en el extremo de la losa, para las cargas máximas en cada ciclo, se muestra en la fig 4.3. Para asignar valores a estos desplazamientos, se fijó el criterio que se describe a continuación. El desplazamiento máximo del extremo de la losa, debido sólo a la carga lateral, en el primer ciclo de carga fue del orden de 1.5 veces el desplazamiento debido sólo a cargas verticales; el momento de desbalanceo correspondiente, fue aproximadamente 25% de M_{DDF} ; cada ciclo se repetía una o dos veces. El siguiente nivel de desplazamiento, era del orden de 1.5 veces el desplazamiento δ máximo alcanzado en el anterior ciclo. Los incrementos producidos por las diferentes cargas aplicadas durante un ciclo,

eran iguales para el lado sur y para el lado norte, por las razones expuestas en la sección 3.4 de este trabajo. Este criterio para definir la historia de desplazamientos fue también utilizado en todos los modelos. En la fig 4.4, se muestran las curvas histeréticas: momento de desbalanceo-rotación, $M_D - \theta_{tot}$ resultantes.

El momento de desbalanceo máximo alcanzado ocurrió en la carga N° 142, con un valor $M_D^{max} = 135,000$ kg-cm, muy similar a la resistencia teórica que fue $M_{DDF} = 138,000$ kg-cm.

En la fig. 4.5, se muestra la historia de las deformaciones unitarias registradas en los "strain gages" para las cargas máximas de cada ciclo. El S.G. No 1, localizado en el refuerzo de la nervadura central, lecho superior, fluyó en la carga No 23; la cual corresponde a 50% de M_D^{max} y a un momento flexionante a cara de columna de 47,000 kg-cm, que representa 55% de M_{LF} , momento flexionante necesario teóricamente para la formación de una línea de fluencia a cara de columna en la cara superior de la losa. El S.G. No 2, situado en la nervadura extrema, lecho superior, no fluyó, y en la carga No 23 se encontraba en una deformación unitaria de 22% de la de fluencia; en posteriores cargas este S.G. llegó a un máximo de 50% de la deformación de fluencia. El S.G. No 3, situado en la nervadura central lecho inferior, fluyó en la carga No 82; correspondiente a 50% de M_D^{max} y a un momento flexionante a cara de columna de 30,000 kg-cm, igual a 47% de M_{LF}^+ , momento flexionante necesario teó-

ricamente para la formación de una línea de fluencia a cara de columna en la cara inferior de la losa. El S.G. No 4, situado en la nervadura extrema lecho inferior, en la carga No 82 alcanzó una deformación unitaria de 47% de la de fluencia; para cargas mayores llegó a un máximo de 82%.

La fig 4.5 se inicia con la carga No 4, la cual corresponde sólo a las cargas verticales y produce un momento flexionante a cara de columna de 35,000 kg-cm, con una variación de $\pm 10\%$, este momento es ligeramente mayor que el de agrietamiento de la sección sólida de la losa, considerando la cara inferior en compresión. De la figura citada se ve que en la carga No 4, en una sección de losa a cara de columna, las deformaciones unitarias en los S.G. son similares en el lecho de refuerzo superior y en el inferior, esto indica que para cargas verticales, la distribución de esfuerzos por flexión es uniforme en todo el ancho de la losa, tanto en el lecho superior como en el inferior. Por el contrario para la misma sección, la sucesiva aplicación de momentos de desbalanceo causa concentración de esfuerzos por flexión en la nervadura central, los cuales se registran en los "strain gages" No 1 y No 3; dicha concentración es más marcada a medida que se van incrementando los niveles de carga, llegando incluso a la fluencia el refuerzo por flexión de la nervadura central, mientras que al mismo tiempo, como se observa también en la fig 4.5, en el refuerzo de la nervadura extrema lecho superior e inferior, se alcanzan esfuerzos del orden de 25% y 50% del esfuerzo de

fluencia respectivamente. Este comportamiento indica que la zona sólida de la losa es la que se encuentra sometida a mayores esfuerzos; lo cual se debe a que es ahí donde se hace la transmisión de la mayor porción del momento de desbalanceo.

Se aplicaron 16 ciclos de carga, correspondientes a 9 distintos niveles de desplazamientos.

En las curvas histeréticas momento-rotación, fig 4.4, se puede ver que a partir del ciclo No 4, con cargas máximas No 35 y No 40, se inicia el deterioro de rigidez, aunque no muy marcadamente; esto se explica por la presencia de grietas en la zona sólida de la losa, que aparecieron para las cargas No 23 y No 29, cargas máximas del ciclo anterior No 3. El deterioro de rigidez es más pronunciado a partir del ciclo No 9, con cargas máximas No 206 y No 117; el M_D máximo de este ciclo fue 90% de M_D^{\max} . En el último ciclo, No 16, con cargas máximas No 249 y No 258, la rigidez se vuelve prácticamente nula en una parte amplia de la curva histerética; los momentos M_D máximos alcanzados en el mismo variaron entre 30% y 40% de M_D^{\max} .

A continuación se estudia la variación durante el ensaye, de la energía absorbida por deformación E_H , definida en la sección 2.7.1. En la fig 4.6a, se observa que hasta el ciclo No 8, con cargas máximas No 89 y No 97, se disipó solo 10% de la energía de deformación total disipada en toda la prueba; además de la fig 4.6b, se deduce que los ciclos histeréticos hasta el ciclo No 8 son razonablemente estables, es decir, la energía di-

sipada en un ciclo dado y en el siguiente repetido son similares. A partir del ciclo No 9, con cargas máximas No 106 y No 117, el incremento de la energía disipada por deformación es muy pronunciado, ver fig 4.6a; y los ciclos histeréticos repetidos son menos estables; los porcentajes de E_H para los ciclos repetidos respecto a los ciclos iniciales son: 60% para el ciclo 10, 60% para el 13, 30% para el 15. En las curvas histeréticas $M_D - \theta_{tot}$ de la fig 4.4, puede también notarse que, a partir del ciclo No 9 las curvas histeréticas son más anchas; el comienzo de este diferente comportamiento coincide con el inicio del marcado deterioro de rigidez mencionado anteriormente.

Puede definirse una rigidez inicial como la pendiente dada por los ciclos No 1 y No 2, ver fig 4.4 y 4.39, esta rigidez disminuye con la fluencia del refuerzo superior en su nervadura central, carga No 23, según se observa en las mencionadas figuras; no fluyó todo el refuerzo de la cara superior de la losa, sino solamente el de la nervadura central, lo cual contribuyó en forma importante al deterioro de la rigidez inicial. La posterior fluencia del refuerzo del lecho inferior en la nervadura central, carga No 82, produjo un aumento considerable en E_H ; este es el caso del ciclo No 9, cuyo nivel de desplazamiento fue el siguiente a aquél en el cual fluyó el refuerzo de la nervadura central, lecho inferior.

En la fig 4.7 se muestran los perfiles de la losa para las car-

gas máximas en cada ciclo inicial, los números indican el nivel de desplazamientos del ciclo.

Para el cálculo de la rigidez lateral de este sistema de piso, se distinguieron tres fuentes de desplazamientos que causan el desplazamiento δ del extremo de la losa debido a cargas laterales; estas fuentes que ya fueron definidas anteriormente, se muestran en la fig 4.9, para los máximos de los ciclos iniciales, hasta el ciclo en el que se alcanzó la resistencia máxima; esta gráfica corresponde a los desplazamientos del lado sur de la losa, en donde las cargas lateral y vertical son aditivas. De la figura mencionada se deduce que para el caso de estas cargas, Δ_{col} contribuye a δ con 10%, Δ_{con} con 55%, Δ_{flex} con 35%. Cuando las cargas lateral y vertical son de sentidos opuestos; estos porcentajes son 10, 45 y 45, respectivamente.

El agrietamiento empieza desde el nivel de cargas verticales, en el cual se forman grietas por flexión en la cara superior de la losa, que se inician en la vecindad de la columna; además en la intersección de la cara superior de la losa, con la cara de columna perpendicular al plano del momento aplicado, se forma una grieta más pronunciada que las anteriores, cuya longitud es la dimensión de la columna. Desde niveles bajos de los momentos de desbalanceo aplicados, el agrietamiento mencionado, se hace más marcado; además aparecen grietas por cortante en la zona de losa maciza, en el plano de aplicación del momento de desbalanceo, como puede verse en la carga No 29,

fig 4.8d; el momento de desbalanceo correspondiente a esta carga es aproximadamente 45% del máximo alcanzado en el ensaye; para este nivel de carga, las grietas por cortante y flexión en las nervaduras fuera de la zona maciza, no son muy notorias. También puede observarse el agrietamiento en la cara inferior de la losa en su intersección con la columna, acompañado de grietas por flexión en forma similar a las existentes en la cara superior de la losa. En general, la dirección de las grietas por cortante, coincide con la que se tendría si se supone que son aditivos los esfuerzos cortantes debidos a carga vertical y los producidos por el momento de desbalanceo.

El aumento en los niveles de carga, produjo la falla, la cual puede describirse como el incremento del agrietamiento anteriormente mencionado, con las características siguientes: alrededor de la zona de losa maciza, en la cara superior de la losa, se forma la mitad de un cuadrilátero, como se puede observar en la fig 4.8b, correspondiente a la carga No 205; este modo de falla es más pronunciado en la carga No 243, fig 4.8c. También se produjo una amplia grieta por cortante en una nervadura extrema, como puede verse en la fig 4.8a, correspondiente a la carga No 205; esta grieta ocurrió debido a que las nervaduras no estaban reforzadas con estribos y puede apreciarse mejor en la fig 4.8d, correspondiente a la carga No 243; ocurriendo la falla por cortante en éstas; además, dado que no estaba confinado el refuerzo por flexión, este agrietamiento hizo que éste

se pandeara lateralmente; esta característica, sumada a la repetición sucesiva de los ciclos de carga, provocaron falla en la adherencia del refuerzo por flexión como puede observarse en la fig 4.8d. La falta de simetría del modo de falla mostrado en las figs 4.8b y 4.8c, se explica considerando que el marcado agrietamiento por cortante en las nervaduras se produjo en un solo lado de la losa.

En ciclos cercanos al último, pudo apreciarse en la zona de losa maciza, la formación de una parte de una pirámide truncada invertida, la cual puede considerarse como una combinación de los tipos de fallas teóricas por cortante mostradas en la fig 1.2.

4.3 ESPECIMEN E2

El refuerzo por flexión de este espécimen se muestra en la fig 4.10 y en la tabla 3.1; el refuerzo por cortante consistió en estribos de 2 ramas, en todas las nervaduras, separados 4 cm, excepto el primer estribo que se colocó a 2 cm a cara de columna; una vista del armado de refuerzo antes de efectuarse el colado se muestra en la fig 4.10b.

El momento de desbalanceo teórico requerido para producir falla por cortante en la zona de la losa maciza, considerando que el esfuerzo cortante es resistido sólo por el concreto, fue $M_{DDF} = 160\ 000$ kg-cm, (tabla 5.1). Si consideramos la participación de los estribos se obtiene $M'_{DDF} = 96\ 000$ kg-cm (tabla 5.1).

El momento M_{MF} , fue 172,000 kg-cm, 8% mayor que M_{DDF} . El mo-

mento de desbalanceo teórico requerido para producir falla por cortante fuera de las nervaduras fue 80% mayor que M_{DDF} , ver tabla 5.2.

Como se observa en la tabla 3.1, éste fue el único modelo que tuvo más refuerzo por flexión positivo que negativo a cara de columna, a lo largo de todo el ancho de la losa.

La historia de desplazamientos en el extremo de la losa, para las cargas máximas en cada ciclo, se ve en la fig 4.11; se indican los números de cargas y los números de los niveles de desplazamientos.

El desplazamiento máximo δ del extremo de la losa para el primer ciclo fue del orden de 3 veces el desplazamiento Δ_w ; el valor M_D aplicado correspondiente fue 28% de M_{DDF} .

En la fig 4.12 se muestran las curvas histeréticas $M_D = \theta_{tot} \cdot \delta$. El valor máximo para M_D ocurrió en la carga 162, y fue $M_D^{max} = 155,000$ kg-cm, 3% menor que M_{DDF} .

Se aplicaron 25 ciclos de carga, los que corresponden a 9 distintos niveles de desplazamientos.

En la fig 4.13, se aprecia que el S.G. No 1 empieza a fluir en la carga No 32, pero se observó que la fluencia fue más definida en la No 49, correspondiente al ciclo No 7, con cargas máximas No 49 y No 53; la carga No 49 corresponde a un M_D de 55% de M_D^{max} y a un momento flexionante a cara de columna de

64,000 kg-cm, 92% de M_{LF} . El S.G. No 2, fluyó en la carga No 181, correspondiente al ciclo No 19; esta carga corresponde a un M_D de 65% de M_D^{\max} y a un momento flexionante negativo a cara de columna de 61,000 kg-cm, 88% de M_{LF} . En la carga No 49 el S.G. No 2 presentó una deformación unitaria de 50% de la de fluencia.

El S.G. No 3 fluyó en la carga No 93, que corresponde a un M_D de 92% de M_D^{\max} y a un momento flexionante positivo a cara de columna de 36,700 kg-cm, 43% de M_{LF}^+ .

El S.G. No 4 no llegó a fluir, y en la carga No 93 tuvo una deformación unitaria de 13% de la de fluencia; en cargas posteriores llegó a un máximo de 29% de la de fluencia. Para el lado sur, los momentos flexionantes máximos alcanzados fueron: negativo, 69 500 kg-cm, en la carga No 118, 100% de M_{LF} , y 70 000 kg-cm, 83% de M_{LF}^+ , en la misma carga.

La fig 4.13 se inicia con la carga No 08 que corresponde a la aplicación de sólo cargas verticales. Como en el modelo E1A, en este caso se tiene un momento flexionante a cara de columna de 35,000 kg-cm; y en la figura mencionada se observa que se origina una distribución de deformaciones uniforme en todo el ancho de la losa, la cual deja de ser así a partir de la aplicación de los ciclos de carga lateral, siendo la variabilidad de esta distribución creciente conforme van aumentando los ciclos.

De las curvas histeréticas momento-rotación, fig 4.12 y de la envolvente de estas curvas, fig 4.40 se ve que a partir del ciclo No 5, con cargas máximas 32 y 36, se inicia el deterioro de rigidez, aunque no muy marcadamente. Para las cargas D el deterioro se inicia posteriormente, en el ciclo No 9, con cargas máximas No 67, y No 72. El deterioro de rigidez es más acentuado a partir del ciclo No 11, con cargas máximas No 88 y No 93, el mayor M_D en este ciclo fue 92% de M_D^{\max} . El último ciclo fue el No 25 con cargas máximas No 234 y No 239, que dieron lugar a momentos M_D iguales al 22% de M_D^{\max} .

De la fig 4.14a se observa que hasta el ciclo No 9, se disipó 7% de la energía de deformación total disipada en la prueba. De la fig 4.14b se deduce que a partir de este momento, los ciclos repetidos son menos estables. Después del ciclo No 14, con cargas máximas No 118 y No 124, el incremento de energía disipada es más pronunciado, como se ve en la fig 4.14a, y la energía E_H de los ciclos repetidos difiere más ampliamente de los ciclos iniciales, como se aprecia en la fig 4.14b. Desde el ciclo No 17, con cargas máximas No 156 y No 162, las curvas histeréticas son más anchas, lo que significa que estos ciclos disipan más energía de deformación que los anteriores, lo que se refleja también en la fig 4.14a, que muestra que la energía E_H acumulada crece más rápidamente. En el ciclo No 17 la energía E_H acumulada es 42% de la energía E_H total absorbida por el espécimen en la prueba.

Comparando la variación de E_H y la variación de la rigidez del espécimen durante el ensaye, se encuentra que hay una correlación grande entre la degradación en rigidez con el aumento de la energía E_H .

Se puede definir una rigidez inicial con la pendiente de los ciclos 1, 2 y 3, como se muestra en la fig 4.40; esta rigidez disminuye con la fluencia del refuerzo superior de la nervadura central, en la carga No 32; en la carga No 93, simultáneamente al incremento en la degradación de rigidez, se produjo la fluencia del refuerzo inferior de la nervadura central. Por tanto, puede concluirse que dicha fluencia contribuye en forma importante en el deterioro de la rigidez. La posterior fluencia del refuerzo de la nervadura extrema, lecho superior, en la carga No 181, coincide con el inicio de la degradación de resistencia del espécimen.

En la fig 4.15 se estudian las fuentes de desplazamientos que originan δ . Se observa que Δ_{col} contribuye con 10%, Δ_{con} con 30%, Δ_{flex} con 60%. Para el caso en que la carga lateral y la vertical son de sentido contrario, los porcentajes promedios son 15%, 20% y 65% respectivamente.

Las grietas por flexión se inician desde la aplicación de las cargas verticales, carga No 05, como se ve en la fig 4.16a; y se ubican en la cara superior de la losa de manera similar a las descritas para el espécimen E1A. Las primeras grietas por cortante aparecen en el ciclo No 3, tanto en la zona maciza

como en algunas nervaduras, el momento M_D correspondiente es aproximadamente 45% de M_D^{\max} .

En general, la configuración del agrietamiento y el mecanismo de falla, parte del cual se aprecia en la fig 4.16b, fueron bastante similares a los que presentó el espécimen E1A, excepto que en el espécimen E2 el agrietamiento en las nervaduras no fue significativo, debido a que en ellas se colocó estribos separados a medio peralte.

4.4 ESPECIMEN E3

En la fig 4.17 y en la tabla 3.1 se muestran los refuerzos de este espécimen, por flexión y por cortante. Este último consistió en estribos de 6 ramas dentro de la zona sólida, separados 3.8 cm, excepto el primero que se colocó a 1.9 cm de la cara de columna y distribuidos de manera de formar una viga embebida de ancho $c+d$, en cuyos extremos se colocó refuerzo adicional al existente en las nervaduras. Fuera de la zona sólida los estribos eran de 2 ramas a una separación de 3.8 cm.

El momento resistente M_{DDF} calculado con $\sqrt{f'_c}$ es 144,000 kg-cm; el valuado con la expresión del RDF-76 considerando la contribución de los estribos es 123,000 kg-cm. El momento M_{MF} resultó 159,000 kg-cm.

La historia de desplazamientos en el extremo de la losa para las cargas máximas en cada ciclo se muestra en la fig 4.18.

El desplazamiento máximo δ del extremo de la losa para el primer ciclo fue de 1.0 veces el desplazamiento Δ_w , el valor M_D correspondiente fue 28% de M_{DDF} calculado considerando la contribución de los estribos.

En la fig 4.19 se muestran las curvas histeréticas $M_D - \theta_{tot}$, el valor M_D^{max} ocurrió en la carga No 267, $M_D^{max} = 126\ 000$ kg-cm. Se hicieron 24 ciclos de carga, correspondientes a 10 niveles de desplazamientos.

El S.G. No 1 no funcionó, por lo que no puede conocerse en que carga fluyó el refuerzo de la nervadura central lecho superior, no obstante, de la observación de la envolvente de las curvas $M_D - \theta_{tot}$, puede inferirse que probablemente la referida fluencia ocurrió en la carga No 16, cuyo M_D es aproximadamente 55% de M_D^{max} .

El S.G. No 2 sólo alcanzó una deformación máxima del 80% de la de fluencia, la carga No 344, y un momento flexionante a cara de columna de 70% de M_{LF} .

El S.G. No 3 fluyó en la carga No 224, que corresponde a un M_D 90% de M_D^{max} y a un momento flexionante a cara de columna de 54 000 kg-cm, 88% de M_{LF}^+ .

El S.G. No 4 no llegó a fluir, pero, en la carga No 388 alcanzó 95% de la deformación unitaria de fluencia, que corresponde a un M_D 52% de M_D^{max} y a un momento flexionante de 37 000 kg-cm, 60% de M_{LF}^+ . En la carga No 224, en la cual fluyó el

S.G. No 3, el S.G. No 4 alcanzó una deformación unitaria de 62% de la de fluencia. Los momentos flexionantes máximos alcanzados en el lado Sur fueron: negativo de 57 000 kg-cm, en la carga No 256, 70% de M_{LF}^- ; y positivo de 54,000 kg-cm, en la carga No 224, 88% de M_{LF}^+ .

La fig 4.20 se inicia con la carga 03 correspondiente a la aplicación de cargas verticales. También en este modelo se observa que para esta carga la distribución de deformaciones unitarias del refuerzo por flexión en la losa a cara de columna, es uniforme en todo el ancho de la losa y deja de serlo a partir de la aplicación de los ciclos de carga, aumentando la diferencia para ciclos posteriores.

De las curvas histeréticas momento-rotación, fig 4.19 y de la envolvente de estas curvas, fig 4.41; se observa que a partir del ciclo No 3, con cargas máximas No 16 y No 22 se inicia el deterioro de rigidez, el momento M_D correspondiente experimental es 50% de M_D^{\max} . El deterioro en rigidez es casi completo a partir del ciclo No 9 con cargas máximas No 102 y No 111, que corresponde a un valor M_D de 85% de M_D^{\max} .

El último ciclo fue el No 24 con cargas máximas No 394 y No 401, que produjeron momentos iguales al 50% de M_D^{\max} .

En la fig 4.21a se observa que en el ciclo No 9, con cargas máximas No 102 y No 111, la energía E_H acumulada es 5% de la energía E_H total acumulada en la prueba; también en este ciclo se inicia el marcado deterioro de rigidez; de la fig 4.21b se ve

que los ciclos aún son estables. A partir del siguiente nivel de carga, en el ciclo No 13, con cargas máximas No 171 y No 181, la energía E_H acumulada es 13% de la total y los ciclos repetidos dejan de ser estables según se ve en la fig No 4.21b.

Inicialmente la rigidez es la pendiente del ciclo No 1, esta rigidez disminuye en la carga No 16, ver fig 4.41; aunque no puede afirmarse con certeza porque no funcionó el S.G. No 1, es probable que en esta carga haya fluido el refuerzo superior central. La fig 4.41 también nos permite observar un comportamiento más dúctil respecto a los especímenes E1A y E2.

Según se observa en la fig 4.22 se puede considerar que las fuentes de desplazamientos en los ciclos iniciales son: Δ_{col} 20%, Δ_{con} 50%, Δ_{flex} 30%; en desplazamientos últimos se tiene como porcentajes promedios 5%, 50%, 45% respectivamente.

La aplicación de cargas verticales causó un agrietamiento por flexión similar al obtenido en los especímenes E1A y E2, aunque menos pronunciado. Las primeras grietas por cortante aparecen en la zona maciza, en el ciclo No 3 con cargas máximas No 16 y No 22, el momento de desbalanceo correspondiente fue 40% de M_D^{max} ; para este nivel de carga, el agrietamiento por cortante y por flexión en la zona de losa maciza, fue en general similar, aunque mucho menos avanzado que el descrito para los especímenes E1A y E2, como puede verse en la fig 4.23a correspondiente a la carga No 210 y en la fig 4.23b correspondiente a la carga No 394, carga máxima del último ciclo de carga apli-

cado. Se debe notar también que el agrietamiento en las nervaduras fue, como en el espécimen E2, poco significativo. En estas mismas figuras también se puede observar que el modo de falla es menos notorio que en los especímenes E1A y E2; además respecto a estos especímenes, en el espécimen E3 se observó en general mucho menos daños.

4.5 ESPECIMEN E4

Las dimensiones de la zona maciza, casetones y nervaduras fueron diferentes a las de los especímenes anteriores, según se observa en la fig 4.24; el tamaño de la zona maciza se redujo con el objeto de disminuir la resistencia por cortante fuera de la referida zona. Las resistencias calculadas se muestran en las tablas Nos 5.1 y 5.2; de donde se concluye que la resistencia por cortante en la zona de losa maciza, considerando la contribución de los estribos, es prácticamente la misma que la resistencia en la zona fuera de ella.

La historia de desplazamientos se muestra en la fig 4.25, los perfiles de la losa para los distintos niveles de cargas máximas se muestran en la fig 4.26.

El refuerzo por cortante en la zona sólida, consistió en estribos de 6 ramas, formando una viga embebida de ancho $c+d$, de manera similar al modelo E3, con la diferencia de estar colocados a una separación de 2.2 cm, excepto el primer estribo colocado a 1.1 cm a cara de columna; fuera de la zona maciza los es-

tribos en las nervaduras se colocaron a una distancia d entre ellos. El refuerzo por flexión fue considerablemente aumentado respecto a los modelos anteriores, con el objeto de aumentar el momento M_{MF} , que fue 223,000 kg-cm, y tener así un adecuado factor de seguridad contra la falla ante el mecanismo de flexión dado por M_{MF} . El refuerzo por flexión y por cortante se muestra en la fig 4.24.

En el primer ciclo se dio un desplazamiento en el extremo de la losa 1.3 veces el desplazamiento Δ_w , el valor M_D correspondiente fue 20% de M_D^{\max} . De las curvas histeréticas $M_D - \theta_{\text{tot}}$, fig 4.27, se observa que M_D^{\max} ocurrió en la carga No 235 y fue 140,000 kg-cm.

El S.G. No 1 fluyó en la carga No 116, el M_D correspondiente fue 90% de M_D^{\max} y un momento flexionante a cara de columna de 45,000 kg-cm, 40% de M_{LF}^- .

El S.G. No 2 sólo alcanzó, en la carga No 198, una deformación unitaria máxima 55% de la de fluencia, el M_D correspondiente fue 98% de M_D^{\max} y el momento flexionante a cara de columna de 74,000 kg-cm, 65% de M_{LF}^- .

El S.G. No 3 fluye en la carga No 126, el M_D correspondiente fue 88% de M_D^{\max} y un momento flexionante a cara de columna de 47,000 kg-cm, 55% de M_{LF}^+ .

La deformación unitaria máxima alcanzada por el S.G. No 4 fue 40% de la de fluencia, el M_D correspondiente fue 95% de M_D^{\max} .

y el momento flexionante a cara de columna fue 72,000 kg-cm, 85% de M_{LF}^+ .

Para el lado Sur el momento flexionante negativo máximo alcanzado ocurrió en la carga No 360 con 85,000 kg-cm, 75% de M_{LF}^- ; y el positivo máximo, en la carga No 163, con 85% de M_{LF}^+ .

A diferencia de los modelos anteriores, en éste, la distribución de esfuerzos en la S.G. no es uniforme desde la aplicación de las cargas verticales; en efecto, la carga No 2, comparando las deformaciones unitarias en el S.G. No 1 y el S.G. No 2, se observa que la deformación en el refuerzo de la nervadura extrema lecho superior es del orden de 50% de la correspondiente al del refuerzo en la nervadura central lecho superior; esta diferencia es más marcada con la aplicación de los ciclos de carga lateral, como puede notarse en las gráficas de deformaciones, fig 4.28.

En las curvas histeréticas de la fig 4.27, y en las envolventes de la fig 4.42, se observa que a partir del ciclo No 3, con cargas máximas No 18 y No 23, se inicia el deterioro de rigidez, el M_D correspondiente es aproximadamente 35% de M_D^{\max} ; la degradación en rigidez es casi total a partir del ciclo No 11 con cargas máximas No 116 y No 126, y un momento M_D de aproximadamente 90% de M_D^{\max} .

El último ciclo fue el No 23, con cargas máximas No 360 y No 370, alcanzándose 70% de M_D^{\max} .

De la fig No 4.29 se puede notar que antes del ciclo No 11, en el que se inicia la degradación total de rigidez, sólo se había disipado 6% de la energía disipada por deformación en toda la prueba y que los ciclos repetidos son razonablemente estables; después de este ciclo, los ciclos dejan de ser estables y la energía disipada por deformación en cada ciclo aumenta en forma notoria, comportamiento similar al de los modelos antes descritos.

En este espécimen, a diferencia de los modelos anteriores, la rigidez inicial no se modifica apreciablemente con la fluencia del refuerzo de la nervadura central lecho superior, como puede verse en la fig 4.42; además la fluencia del refuerzo central lecho superior y el inferior en el ciclo No 11, coincide con el inicio de la degradación total de rigidez.

De la fig 4.30 se puede considerar que las fuentes de desplazamientos en los ciclos iniciales son Δ_{col} 20%, Δ_{con} 35%, Δ_{flex} 45%. En desplazamientos últimos se tiene como porcentajes promedios 5%, 45%, 50% respectivamente.

El agrietamiento por flexión se inicia desde la aplicación de las cargas verticales, en forma similar a la obtenida en los modelos E1 a E3; el agrietamiento por cortante en la zona de losa maciza se pudo observar a partir de niveles de carga de aproximadamente 50% de M_D^{max} ; el agrietamiento por cortante en las nervaduras fue menos notorio; para este nivel de carga,

tanto el agrietamiento por cortante como por flexión, fueron similares a los descritos para los especímenes anteriores. Este comportamiento se ilustra parcialmente en la fig 4.31a, en la que se muestra el agrietamiento alrededor de la columna en su intersección con la losa, ya descrito en los especímenes anteriores. No obstante, en las configuraciones de agrietamiento por cortante y por flexión se notaron las diferencias que se mencionan a continuación. En las caras de la zona de losa maciza, coincidentes con el plano de aplicación del momento de desbalanceo, se pudo observar que las grietas por cortante se produjeron en sentido opuesto al que se obtendría por superposición aditiva de esfuerzos cortantes por carga lateral y vertical; este último tipo de agrietamiento se produjo en las nervaduras y en las caras de la zona de losa maciza perpendiculares al plano de aplicación del momento de desbalanceo, como puede apreciarse en la fig 4.31b.

A diferencia de los casos anteriores, el modo de falla es más marcado en la cara de losa maciza perpendicular al plano del momento de desbalanceo y en las nervaduras orientadas en el sentido del lado corto de la losa, caracterizándose por presentar amplias grietas por cortante y grietas inclinadas en la intersección de la losa maciza y nervadura central, que tienden a ser horizontales en ésta al alejarse del capitel, como puede observarse en la fig 4.31b. En el plano de aplicación del momento de desbalanceo, el agrietamiento fue menos pronunciado, aunque se presentaron grietas por cortante tanto

en la zona maciza como en las nervaduras. Asimismo, como parte del modo de falla, se notó alrededor de la columna, como en los especímenes anteriores, pérdida del recubrimiento del refuerzo tanto en la cara superior, fig 4.31a, como en la cara inferior.

4.6 ESPECIMEN E5

Las dimensiones de este espécimen fueron similares a la del E4, con la variante de disminuir en 3.7 cm el ancho de la nervadura central y el de la zona maciza, con la intención de hacer aún más desfavorable el comportamiento por cortante de la conexión, buscando la falla por cortante en las nervaduras, fuera de la zona maciza. En la fig 4.32, se muestran las dimensiones de este espécimen.

El refuerzo por cortante en la zona maciza consistió en estribos de 6 ramas, con una separación de 2.4 cm, excepto el primer estribo colocado a 1.2 cm a cara de columna, formando una viga embebida de ancho $c+d$, de manera similar al espécimen E4; fuera de la zona maciza, los estribos en las nervaduras se colocaron a una distancia d entre ellos. El refuerzo por flexión fue similar al colocado en el espécimen E4, el momento M_{MF} fue 230 000 kg-cm. El refuerzo por cortante y por flexión se muestra en la fig 4.32.

Las resistencias calculadas se muestran en las tablas Nos 5.1 y 5.2; se observa que teóricamente debería fallar por cortante fuera de la zona maciza.

El primer ciclo de carga efectuado en el ensaye, fue para un

desplazamiento δ en el extremo de la losa 1.6 veces el desplazamiento Δ_w , el momento de desbalanceo correspondiente M_D fue 23% de M_{DDF} considerando la contribución de estribos. El momento de desbalanceo máximo, $M_D^{\max} = 187\ 000$ kg-cm ocurrió en la carga No 176.

En la fig 4.33 se muestra la historia de desplazamientos para las cargas máximas de cada ciclo.

El S.F. No 1 fluyó en la carga No 60, el momento M_D correspondiente fue 118 000 kg-cm, 63% de M_D^{\max} ; y el momento flexionante a cara de columna fue 67 000 kg-cm, 58% de M_{LF}^- .

El S.G. No 2 no llegó a fluir, y en la carga No 319 alcanzó una deformación unitaria máxima 50% de la de fluencia; el M_D correspondiente fue 156 000 kg-cm, 83% de M_D^{\max} y un momento flexionante a cara de columna de 83 000 kg-cm, 72% de M_{LF}^- . En la carga No 60, en la cual fluyó el S.G. No 1, la deformación unitaria alcanzada fue 20% de la fluencia.

El S.G. No 3 fluyó en la carga No 335, el valor de M_D correspondiente fue 154,000 kg-cm, 82% de M_D^{\max} y un momento flexionante a cara de columna de 63 000 kg-cm, 71% de M_{LF}^+ .

El S.G. No 4 solamente alcanzó en la carga No 335 una deformación unitaria máxima de 30% de la fluencia.

Para el lado Sur, el momento flexionante negativo máximo ocurrió en la carga No 165 con 103 000 kg-cm, 89% de M_{LF}^- , y el positivo máximo, en la carga No 176 con 59 000 kg-cm, 66% de M_{LF}^+ .

La distribución de esfuerzos registrados en los S.G. en la sección transversal de la losa a cara de columna sólo es uniforme bajo las cargas verticales; existiendo diferencia de esfuerzos desde la aplicación de los ciclos de carga lateral, esta diferencia es más marcada conforme aumentan los niveles de carga, como se puede notar en la fig 4.35.

En las figs No 4.34 y No 4.43 se observa que en los ciclos posteriores al No 3, con cargas máximas No 21 y No 25, empieza el deterioro en rigidez; el M_D correspondiente es aproximadamente 35% de M_D^{\max} ; la degradación en rigidez es total después del ciclo No 11 con cargas máximas No 118 y No 127.

El último ciclo fue el No 24, con cargas máximas No 451 y No 461, alcanzándose 50% de M_D^{\max} .

En las figuras Nos 4.36a y 4.36b se observa que hasta el ciclo No 11 inclusive, después del cual empieza la degradación total de rigidez, se disipó 10% de la energía disipada por deformación en toda la prueba, y que los ciclos repetidos dejan de ser estables después del ciclo No 7. Después del ciclo No 11 la energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo aumenta en forma más pronunciada, los ciclos repetidos dejan de ser estables, encontrándose como valor extremo que un ciclo repetido disipa 30% de la energía de deformación disipada por el ciclo inicial.

En la fig 4.43 se nota que, como en los modelos E1A, E2 y E3,

la rigidez inicial disminuye con la fluencia del refuerzo de la nervadura central lecho superior; así mismo, a diferencia de todos los modelos mencionados, la fluencia del refuerzo de la nervadura central lecho inferior da lugar a rotaciones del extremo de la losa cercanos al último, en el tramo en que la curva, $M - \theta_{tot}$ es descendente.

Observando la fig 4.37 se puede considerar que en promedio las fuentes de desplazamientos en los ciclos iniciales son: Δ_{col} 30%, Δ_{con} 30%, Δ_{flex} 40%; para los ciclos últimos los porcentajes promedio son 15%, 35%, 50% respectivamente.

El agrietamiento por flexión producido por las cargas verticales fue similar al descrito para el espécimen E1A. Las primeras grietas por cortante se generan tanto en las nervaduras, fuera de la zona maciza, como en ésta; este nivel de carga correspondió a 65% de M_D^{max} , y para el mismo, el agrietamiento por cortante y por flexión en la zona de losa maciza y nervaduras, fue en general similar al descrito para el espécimen E4; aunque con la diferencia de que esta vez, en las nervaduras se notaron grietas por cortante claramente definidas, las cuales se produjeron en el mismo sentido del que se obtendría de un agrietamiento por cortante en el estado de superposición aditiva de esfuerzos cortantes por carga lateral y vertical. El modo de falla en el espécimen E5 consistió principalmente en la ampliación de estas grietas, como se puede ver en la fig 4.38; también forman parte del modo de falla, las grietas

por cortante en las caras de la losa maciza, fig 4.38; así mismo el agrietamiento, ya descrito para los especímenes anteriores, alrededor de la columna en su intersección con la losa, tanto en la cara de losa superior como inferior; también se notó la pérdida del recubrimiento del refuerzo en la cara inferior de la zona de losa maciza.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 RESISTENCIA ULTIMA

Para el estudio de la predicción de resistencia de las conexiones entre losa plana aligerada y columna, se han elaborado las tablas 5.1 a 5.4, para los modelos ensayados en este trabajo.

En la tabla 5.1 se considera que la falla es por cortante y se produce dentro de la zona maciza, se aplicaron los criterios del RDF-76 considerando para fines de comparación que el esfuerzo cortante resistente es proporcionado ya sea sólo por el concreto, o por éste y los estribos, denominados V_{R1} y V_{R2} respectivamente. Las columnas (2), (3) y (4) de la tabla 5.1 indican algunas características de la viga embebida en la zona maciza; la columna (5) muestra los esfuerzos cortantes por carga vertical actuantes en la sección crítica por cortante; las columnas (6) y (7) indican dos criterios para evaluar el esfuerzo cortante resistente; las columnas (8) y (9) muestran los esfuerzos cor-

tantes actuantes debido a los momentos de desbalanceo teóricos; éstos son calculados en las columnas (11) y (12).

En la tabla 5.2 se considera que la falla por cortante se produce fuera de la zona maciza, se empleó el criterio expuesto en la sección 1.1, el cual se ilustra en la fig 1.5. Las columnas (1) y (2) de la tabla citada indican características del refuerzo por cortante en las nervaduras de la conexión fuera de la zona maciza; las columnas (4), (5), (6) indican diferentes criterios para evaluar el esfuerzo cortante resistente de las referidas nervaduras, dado que estas presentan características para resistencia al cortante, tanto de vigas como de losas.

En la tabla 5.3 se resumen las resistencias experimentales y las calculadas para los especímenes ensayados en el Instituto de Ingeniería, estas últimas, provenientes de las tablas 5.1 y 5.2. La columna (1) indica el momento de desbalanceo máximo alcanzado en los especímenes; la (2), muestra los esfuerzos cortantes debidos a cargas gravitacionales, actuantes éstos en la zona crítica por cortante en la zona de losa maciza; la (3), se refiere al esfuerzo cortante actuante debido al momento de desbalanceo máximo alcanzado en los ensayos M_D^e , el que se calculó con la ecuación

$$v_D = \frac{M_D^e}{K} \quad 5.1$$

donde

$$K = \frac{2J_c}{(c+d)} \quad 5.2$$

la columna (4) indica el momento de desbalanceo máximo resistente por cortante, calculado considerando que el esfuerzo cortante resistente está dado por $\sqrt{f'_c}$; la columna (5) tiene el mismo significado, pero considerando que el esfuerzo cortante resistente está dado por la viga embebida; la columna (6) muestra el momento de desbalanceo máximo resistente calculado considerando que la falla por cortante se produce fuera de la zona maciza y que el esfuerzo cortante resistente está dado por $\sqrt{f'_c}$.

El momento de desbalanceo necesario para producir el mecanismo de falla local por flexión en una losa plana maciza, ver fig 1.3b, está dado por, ref 22,

$$M_u = 7.92 (m_u + m'_u) c \quad 5.3$$

expresión válida para losas planas con columnas cuadradas en las cuales el refuerzo por flexión de la losa es isotrópico y uniformemente distribuido, c es la dimensión de la columna; m_u , m'_u son los momentos flexionantes resistentes positivo y negativo respectivamente, por unidad de ancho. El momento de desbalanceo que produce el tipo de falla general por flexión tanto en losas planas macizas como aligeradas, se muestra en la fig 1.3a y está dado por

$$M_u = (M_R^+ + M_R^-) \left(1 + \frac{c_1}{L_1 - c_1}\right) \quad 5.4$$

M_R^+ , M_R^- son los momentos flexionantes resistentes positivo y negativo respectivamente, en el ancho total de la losa; L_1 , c_1 , son la dimensión del claro de losa y longitud de columna, res-

pectivamente, en la dirección del análisis.

Debe tenerse en cuenta que la ec 5.3 no es aplicable a losas planas aligeradas, porque las líneas de fluencia que ocurren en la falla local por flexión no pueden producirse, dado que el refuerzo por flexión está concentrado en nervaduras, y no es posible la formación de líneas de fluencia continuas como se supuso para deducir 5.3. Por esta razón, se consideró como mecanismo de falla por flexión, el producido por el tipo de falla general por flexión, el cual da la resistencia indicada en la columna (7) y fue siempre mayor que los momentos experimentales máximos, columna (1); los factores de seguridad correspondientes se muestran en la columna (8).

La tabla 5.4 nos permite juzgar la validez de los diferentes criterios existentes para la predicción de la resistencia por cortante de la conexión losa plana-columna. Se incluyen los resultados de ensayos de conexiones entre losa plana maciza y columna, efectuados en Nueva Zelanda, reportados en la ref 15, y los obtenidos en el presente estudio. Los resultados de la teoría de la analogía de la viga, presentada en las secciones 2.3 y 2.5 de este trabajo, se muestran en las columnas (6) a (10); en la columna (9) se compara la resistencia experimental con la calculada considerando que la resistencia al cortante está dada por la contribución del concreto en presencia de estribos, ec 2.29, y la contribución de estos, ec 2.30; en la columna (10) la comparación se hace considerando

que el concreto contribuye a la resistencia al cortante como si no existieran estribos, ec 2.22 y se toma la contribución de los mismos como en el caso anterior, ec 2.30. Los resultados de la aplicación de las ec 2.26 y 2.27 del reglamento RDF-76 se muestran en las columnas (11) y (12) ; para los especímenes de la ref 15 el esfuerzo cortante resistente teórico se limitó a $1.5\sqrt{f'_c}$, ya que el calculado considerando la acción de viga fue mayor que este valor. Para efectos de comparación se hace una modificación al reglamento RDF-76, limitando el esfuerzo cortante resistente del concreto al valor $\sqrt{f'_c}$; los resultados se muestran en las columnas (13) y (14). Además se muestran las medias y coeficientes de variación que dan estos diferentes criterios. Se puede observar que el criterio de la analogía de la viga, resumido en la columna (9) da valores conservadores; la variante de este criterio, resumida en la columna (10), da resultados en algunos casos del lado de la inseguridad. La aplicación del reglamento RDF-76 columnas (11) y (12) es también del lado de la inseguridad, pero el coeficiente de variación es más aceptable. La modificación al reglamento RDF-76, columnas (13) y (14), lleva a valores conservadores en algunos casos, aumentando el coeficiente de variación respecto al caso anterior. Debe notarse que los especímenes de la ref 15, cuyos resultados se muestran en la tabla 5.4, son conexiones cuyas losas son macizas, esperándose que sus respuestas sean diferentes a las que tienen las losas aligeradas; no debiéndose por tanto extrapolar totalmente los criterios de pre-

dicción de resistencia de un sistema respecto al otro; en esta tabla se aplicó el mismo criterio para ambos sistemas sólo con fines de comparación.

Los resultados resumidos en la tabla 5.4 hacen pensar que el criterio del reglamento RDF-76 puede conducir tanto a resultados aceptables como a inseguros, así lo demuestran los ensayos de la ref 15 y los especímenes E3 y E4, especialmente este último; la predicción de resistencia de este espécimen se puede mejorar si se considera que el esfuerzo cortante resistente está dado por $\sqrt{f'_c}$, como se hizo en las columnas (13) y (14) de la tabla; sin embargo, este criterio no es extrapolable a todos los especímenes, por que lleva a resultados conservadores en algunos casos. Esta situación pone en evidencia la necesidad de modificar el criterio del RDF-76 para el cálculo de la resistencia por cortante de la conexión, porque lleva a resultados del lado de la inseguridad; lo cual se debe a que la ec 2.27 sobrestima el esfuerzo cortante resistente. Se propone considerar la siguiente modificación a la ec 2.27.

$$\sqrt{f'_c} < v_R = 0.85 (0.5 \sqrt{f'_c} + p_v f_y) \leq 1.3 \sqrt{f'_c}$$

6

$$\sqrt{f'_c} < v_R = 0.4 \sqrt{f'_c} + 0.85 p_v f_y \leq 1.3 \sqrt{f'_c} \quad 5.5$$

con esta expresión, la relación resistencia experimental a calculada M_{exp}/M_u , de los especímenes de la tabla 5.4 tuvo un valor medio de 0.99, con un coeficiente de variación de 0.10. Si

se considera que en la ec 2.27, la contribución de los estribos al esfuerzo cortante es 50% efectiva, se tiene la expresión

$$\sqrt{f'_c} < v_R = 0.5 \sqrt{f'_c} + 0.5 p_v f_y \leq 1.3 \sqrt{f'_c} \quad 5.6$$

con esta expresión, la relación M_{exp}/M_u de los especímenes de la tabla 5.4 tuvo un valor medio de 1.04, con un c.v. igual a 0.13. Debido a estos resultados se considera aceptable la predicción de resistencia dada por la ec 5.5.

La tabla 2.1 resume las resistencias obtenidas por diversos autores, en ensayos con conexiones entre losas planas macizas y columna, se dan los esfuerzos cortantes teóricos resistentes considerando la contribución de estribos, en el caso de que los hubiera; estos esfuerzos son en todos los casos mayores que el límite $1.5 \sqrt{f'_c}$; sin embargo, en algunos especímenes, especialmente en los de la ref 15, se obtuvieron resistencias menores que la obtenida con el mencionado límite, el cual tuvo un valor experimental de $1.3 \sqrt{f'_c}$.

Los especímenes ensayados en este trabajo tuvieron esfuerzos cortantes teóricos resistentes menores que $1.3 \sqrt{f'_c}$, como puede verse en la tabla 5.1; por tanto, no puede fijarse con suficiente certidumbre, el valor del esfuerzo cortante máximo resistente para losas aligeradas; sin embargo un criterio aceptable puede ser extrapolar los resultados obtenidos para losas planas macizas.

El espécimen E5 merece una discusión adicional, porque fue diseñado para que teóricamente falle por cortante fuera de la zona maciza, ver tabla 5.3, para un momento de desbalanceo bastante menor que el obtenido experimentalmente como resistencia máxima, aún considerando que el esfuerzo cortante resistente en las nervaduras es dado por la acción de losa, es decir con $\sqrt{f'_c}$, valores reportados en la columna (6) de la referida tabla. Esto significa que la teoría de la variación lineal de esfuerzos cortantes y la porción α supuesta de momento de desbalanceo que dan lugar a estos esfuerzos, tienen validez sólo para la sección crítica alrededor de la columna y no para la sección fuera de la zona maciza, como se consideró en las expresiones de la fig 1.5 y tablas 5.2 y 5.3; por los resultados obtenidos se puede decir que en esta última sección el valor α , tiene un valor menor que en la zona crítica por cortante alrededor de la columna. Considerando la resistencia experimental obtenida para este modelo, correspondería a α un valor de 0.22, bastante menor que el supuesto que fue 0.40 y el cual debería emplearse en las expresiones de la fig 1.5.

5.2 CARACTERISTICAS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXION ANTE CARGAS CICLICAS ALTERNADAS

De la tabla 5.5 se puede concluir que en todos los especímenes la primera fluencia se presentó en el refuerzo por flexión de la nervadura central lecho superior; el momento de desbalanceo correspondiente varió entre 50 y 63% de M_D^{\max} , excepto el modelo E4 en el cual el porcentaje fue 90%. En todos los especí-

menes, excepto el E1A, esta primera fluencia no coincidió con el inicio de la degradación de la rigidez inicial, presentándose después que ésta, como puede observarse en las figs 4.39 a 4.43. La fluencia del refuerzo de la nervadura central lecho inferior ocurrió para momentos de desbalanceo del orden de 90% de M_D^{\max} , excepto el espécimen E1A, en el cual el porcentaje fue 50%. Esta diferencia del espécimen E1A y el hecho que también la primera fluencia del refuerzo negativo se presentara antes que en los otros especímenes, hace pensar que la práctica de no colocar estribos ni en las nervaduras ni en la zona maciza lleva a que la conexión incurriera prematuramente en el intervalo inelástico, antes que en conexiones con algún tipo de estribos.

Las columnas (5), (7), (12), (14) de la tabla 5.5 indican simplemente si los respectivos strain gages fluyeron durante la prueba. M_{LF}^- representa el momento flexionante negativo que produce una línea de fluencia en todo el ancho de la losa. De las columnas (3) y (6), (10) y (13), se observa que existe una fuerte concentración de esfuerzos por flexión en la nervadura central; como no se instrumentó el refuerzo por flexión de las nervaduras localizadas entre la central y la extrema, no pudo conocerse la variación de los esfuerzos por flexión a través del ancho de la losa, para poder definir un ancho de losa en el cual concentrar el refuerzo que va a transmitir la fracción $(1 - \quad)$ del momento de desbalanceo. De las columnas (4) y (11) se observa que la fluencia del refuerzo por flexión en la ner-

vadura central ocurre, en la mayoría de especímenes, para porciones pequeñas del momento flexionante que produce la línea de fluencia en todo el ancho de la losa; esto significa que efectivamente la fracción $(1 - \alpha)$ del momento de desbalanceo es tomada por flexión en una zona muy cercana a la nervadura central.

En la tabla 5.6 se dan algunos resultados experimentales que se discuten a continuación. La columna (1) indica valores del momento M_Y , momento de desbalanceo en el que termina el rango elástico, hasta el cual se mantiene la rigidez inicial K_1 . M_Y también indica el inicio de la zona de rigidez degradada K_2 ; estas rigideces permiten hacer una idealización trilineal de las envolventes de los ciclos histeréticos, que como se puede observar en las figs 4.39 a 4.43 se ajusta bastante bien al comportamiento experimental observado. La columna (2) indica las fracciones de M_D^{\max} en que ocurrieron los momentos M_Y , que varían entre 35 y 55 por ciento.

En las columnas (3) a (9) se reportan algunos valores que sirven para calcular el parámetro I_{HE} ; definido como la relación entre la energía absorbida en un ciclo histerético, E_H , (fig 2.11c) y la energía absorbida por un ciclo perfectamente elastoplástico que tiene la mismas rigidez inicial, carga máxima y ductilidad; para que los valores de este parámetro sean comparables, se escogió para cada espécimen, un ciclo histerético tal que el nivel de rotaciones, θ_{tot} , sea aproximadamente igual para todos, como puede verse en la columna (4); en las figs

4.39 a 4.43 se puede observar que dicho nivel de rotaciones corresponde a valores cercanos a la resistencia máxima alcanzada. La columna (5) muestra los valores de E_H , energía absorbida por el primer ciclo histerético en el nivel de rotación elegido; mientras que en la columna (6) se dan valores de la energía absorbida en el ciclo histerético sostenido; la columna (7) indica la degradación de energía que se produce en el ciclo sostenido respecto al primer ciclo. La columna (8) es la energía absorbida por el ciclo elastoplástico mencionado; el cociente dado por los valores de las columnas (5) y (8) es el respectivo valor del parámetro I_{HE} , columna (9).

En las columnas (10) y (11) se muestran valores de coeficientes de amortiguamiento ξ , calculados según la expresión mostrada en la fig 2.11d.

Se definen dos coeficientes de amortiguamiento ξ_y y ξ ; el primero se calcula con el ciclo histerético cuyos máximos están dados por M_y ; ξ se calcula con los mismos ciclos histeréticos que sirvieron para calcular I_{HE} . Los valores resultantes para ambos, son cercanos entre sí; notándose un aumento de ξ respecto tanto a ξ_y como a los valores ξ para aquellos modelos con refuerzo especial por cortante, efecto favorable que remarca las ventajas de este tipo de refuerzo.

En la columna (12) se reportan los factores de ductilidad experimentales, obtenidos como se explica en la fig 2.10b. Al

modelo E1A, sin refuerzo por cortante, correspondió el valor más bajo; el modelo E2 con estribos separados a medio peralte en cada nervadura dio un resultado mayor que el anterior y menor que los dados por los especímenes E3 y E4 reforzados con estribos formando una viga embebida. La menor ductilidad del espécimen E5 fue debida a la falla por cortante que ocurrió en las nervaduras sin estribos. Para una mejor comprensión del comportamiento de las conexiones ante cargas repetidas, deben interpretarse los factores de ductilidad en forma conjunta con el parámetro I_{HE} , el cual tuvo un promedio de 0.4 para especímenes con refuerzo por cortante y 0.3 para especímenes en los que la falla ocurrió en regiones sin refuerzo por cortante.

Mediante las figuras correspondientes a los ciclos histeréticos y las que muestran la historia de energía absorbida por ciclo en cada modelo, puede concluirse que, antes que ocurrieran agrietamientos por cortante importantes, los ciclos fueron estables, es decir que el segundo ciclo de carga fue prácticamente una repetición del primero, para el mismo desplazamiento máximo. Por el contrario, para niveles de carga cercanos a la resistencia máxima, la diferencia entre el primer y segundo ciclos fue marcada. La carga para el mismo desplazamiento máximo, se redujo a aproximadamente 85%. El área encerrada en el segundo ciclo fue aproximadamente 50% del área del primero, para los especímenes E1A, E2 y E5; el referido porcentaje fue

aproximadamente 80% para los especímenes E3 y E4. Ciclos adicionales al segundo no presentaron cambios respecto a éste.

Después que ocurrieron agrietamientos importantes en la conexión, los ciclos histeréticos tomaron la forma correspondiente a la típica falla por cortante; se puede observar que la parte inicial de la curva tiene poca rigidez, mientras las grietas debidas a la carga en la otra dirección se cierran; a continuación sigue la parte de curva con mayor rigidez, hasta alcanzar la resistencia máxima; el área encerrada por estos tipos de curvas es pequeña, lo que pone en evidencia la poca capacidad de absorción de energía de las conexiones losa plana aligerada-columna.

En cuanto al mecanismo de falla, una característica común a todos los especímenes fue la formación de una amplia grieta en el perímetro de la columna, en su intersección con la losa, especialmente en los lados que transmiten el momento de desbalanceo. Una explicación de este fenómeno es que cuando la carga lateral y la vertical eran aditivas, los esfuerzos por adherencia en el refuerzo ubicado en el lecho superior de la nervadura central en su vecindad con la columna, eran mayores que los resistentes; produciéndose por tanto una falla por adherencia. Cuando los sentidos de la carga vertical y lateral eran opuestos, y estando en compresión la zona de concreto que rodea al lecho superior, zona de columna, se producía falla por aplastamiento del concreto en la referida zona; la repetición sucesiva de estos ciclos de carga hizo más crítica esta situación, aumentando

la amplitud del agrietamiento. Para niveles de carga mayores es posible se haya producido el mismo fenómeno en el refuerzo de la nervadura central lecho inferior. En los especímenes E1A, E2, sin refuerzo especial por cortante, se pudo observar la formación de parte de una pirámide truncada invertida, especialmente en E1A, sin ningún refuerzo por cortante; este tipo de falla correspondería parcialmente a la que se mostró en la fig 1.2b. En todos los especímenes, excepto los especímenes E1A y E5, no se observó agrietamiento significativo en las nervaduras. En el espécimen E3, reforzado por cortante formando una viga embebida, no se pudo observar la formación de la pirámide, dado que en general los daños no fueron significativos, excepto la mencionada falla en el perímetro de la columna. En los especímenes E4 y E5 tampoco se pudo apreciar la formación de la pirámide, notándose sí la referida falla por adherencia y aplastamiento alrededor de la columna, como también agrietamiento significativo en la zona maciza de la conexión, sin embargo, en el espécimen E5 la falla se produjo principalmente por la formación de grietas por cortante en las nervaduras que transmiten el momento de desbalanceo, en la dirección del lado largo de la losa, mientras que en el espécimen E4 se notó falla por adherencia en la nervadura central en dirección perpendicular a la anterior.

5.3 RIGIDECES EXPERIMENTALES OBTENIDAS ANTE CARGAS CICLICAS ALTERNADAS

En la tabla 5.7 se dan las fuentes de desplazamientos experi-

mentales para el extremo de la losa. Δ_{con} fue definido en 4.1; Δ_{los} es el desplazamiento experimental del extremo de la losa si se supone la columna rígida; para el caso de sólo carga vertical se cumple esta condición dado que no hay rotación de la columna, coincidiendo por tanto Δ_{tot} con Δ_{los} . Para el caso de carga lateral, Δ_{los} se obtiene restando a Δ_{tot} los desplazamientos Δ_{col} y Δ_w , parámetros definidos anteriormente. Δ_{flex} es la tercera fuente de desplazamiento reportada en la tabla.

Con fines de comparación, en la tabla 5.7 se hacen dos distinciones para los desplazamientos experimentales; primero se dan los desplazamientos debidos a sólo carga vertical, columnas (1) a (3), y a continuación los predichos por cargas laterales, columnas (4) a (11). Estos últimos desplazamientos corresponden a dos niveles de carga, el primero para ciclos iniciales en los que el comportamiento se puede considerar elástico y el segundo para ciclos en los que se alcanzaron las resistencias máximas; los porcentajes reportados son aproximaciones a los resultados promedio obtenidos para cada espécimen. Como se puede observar en la tabla en cuestión, no hay una diferencia significativa en la participación de las distintas fuentes de desplazamientos para los ciclos iniciales respecto a los cercanos a las cargas máximas, notándose para estas últimas, una disminución en Δ_{col} y por tanto, un ligero aumento en Δ_{con} y Δ_{flex} . El principal objetivo de esta tabla es hacer notar la importante participación de Δ_{con} ; para cargas verticales este desplazamiento varía

entre 20 y 40% de Δ_{los} , columna (3); mientras que para cargas laterales esta participación es mayor, entre 40 y 65%, columnas (7) y (11). Es posible que para los ciclos iniciales esta rotación concentrada se deba a falla por adherencia en el refuerzo por flexión de la losa que atraviesa la columna; mientras que para ciclos con niveles de cargas mayores, contribuyen en forma adicional, las grietas inclinadas que se producen en la losa y especialmente el agrietamiento que se forma alrededor de la columna en la intersección con las caras superior e inferior de la losa, comportamiento explicado en la sección anterior.

En la tabla 5.8 se reportan rigideces teóricas y experimentales de los especímenes ensayados. En la columna (1) se indican los módulos de elasticidad E , calculados con la expresión del reglamento RDF-76, los que se emplearon en el cálculo de los momentos de inercia experimentales. En la columna (3) se muestran valores de I_w , momento de inercia por carga vertical, obtenidos de los de EI_w (columna 2), que se calcularon con las expresiones conocidas de área-momento para determinar desplazamientos, igualando éstos a los medidos experimentalmente.

En las columnas (4) y (5) se resumen las rigideces experimentales obtenidas ante carga lateral; como se mencionó anteriormente K_1 es la rigidez inicial y K_2 la degradada. La primera se calcula con aquellos ciclos de carga lateral en los que aún puede considerarse que el comportamiento es elástico, y se define como el cociente entre el momento de desbalanceo aplicado

M_D y la rotación experimental respectiva del extremo de la losa, Δ_{los}/L , donde L es la distancia entre el eje de la columna y el extremo de la losa; esta rigidez se iguala a la rigidez teórica obtenida mediante las ecuaciones de área-momento, es decir:

$$K_1 = \frac{6EI_L}{L} \quad 5.5$$

de donde se despeja I_L , momento de inercia obtenido experimentalmente ante cargas laterales, columna (6).

Se cree que la degradación inicial en rigidez se debe a la mencionada falla combinada por adherencia y aplastamiento en la zona de losa alrededor de la columna; al agrietamiento por cortante en la zona sólida en el plano de aplicación del momento, y al agrietamiento por flexión y cortante en algunas nervaduras.

En las columnas (7) a (9) se dan algunos momentos de inercia teóricos con los cuales se compararán los experimentales. En la columna (7) se indican los momentos de inercia teóricos de la sección bruta fuera del capitel, I_1^C ; se puede apreciar que estos valores son muy cercanos entre sí para los distintos especímenes. En la columna (8) se muestran los valores de I_2^C , momento de inercia teórico de la sección fuera del capitel, considerando que está agrietada por flexión. Se puede notar que como es de esperarse, el valor más bajo se presenta para el espécimen E2, el cual tuvo la menor cantidad de área de refuerzo longitudinal. En la columna (9) se muestran los valores de momentos de inercia considerando en cada espécimen una

sección bruta en un ancho equivalente $c + 3 h$ centrado con el eje de la columna, fuera del capitel; c es la dimensión de la columna y h es el espesor de la losa; en todos los especímenes este ancho fue 39.5 cm. El ancho equivalente calculado con el criterio del RDF-76, ec 2.32, es 38.0 cm, valor muy cercano al anterior.

Finalmente en las columnas (10) a (12) se muestran algunas relaciones entre rigideces experimentales y teóricas.

En la columna (10) se pueden observar valores obtenidos para el cociente I_L/I_w , ellos indican que en todos los especímenes la rigidez lateral inicial fue menor que la correspondiente a carga vertical, esta degradación en rigidez varió aproximadamente entre 65 y 75%.

Los valores de la columna (11) hacen pensar que es razonable calcular la rigidez ante cargas verticales con el momento de inercia de la sección agrietada fuera del capitel considerando todo el ancho de la sección, aunque esto puede llevar a valores que subestimen la rigidez como en los casos de los especímenes E2 y E5; no obstante la aplicación de este criterio da resultados más cercanos a los experimentales que los obtenidos con los momentos de inercia I_1^C ó I_3^C . Además las rigideces obtenidas con el ancho equivalente propuesto, tienen una aproximación ligeramente mejor que con las calculadas con el criterio del RDF-76, cuando en éste se toma en cuenta la variación del momento de inercia en la dirección del análisis.

Debe tenerse en cuenta que la rigidez propuesta en este estudio para el análisis ante cargas verticales, se dedujo con base en el criterio de obtener iguales desplazamientos teóricos y experimentales; el valor de ésta, no necesariamente tiene que coincidir con el valor de la rigidez que debe emplearse en el análisis por distribución de momentos. Esta situación se ilustra más claramente en el criterio del marco equivalente especificado por el Reglamento ACI-77, el cual estipula que, para fines de distribución de momentos, se debe modificar la rigidez de la losa, con relación a la que se obtendría con el ancho equivalente propuesto a centros de claros; esta modificación en la rigidez proviene del hecho de que se propone también disminuir la rigidez de la columna, obteniéndose por tanto una reducción en el momento transferido por la losa a la columna; se cree que por este motivo, los momentos flexionantes negativos obtenidos en la losa con el criterio del ACI-77, están ligeramente del lado de la inseguridad, lo que se confirma con los resultados obtenidos por Long, en ensayos ante cargas gravitacionales de conexiones losa plana-columna interiores, ref 18. El criterio para el uso del marco equivalente del ACI-77, es diferente al propuesto en el RDF-76; en este último, en el análisis por distribución de momentos, no se modifica la rigidez relativa de la losa; además el ancho equivalente propuesto para la losa, por el RDF-76 y por este estudio, son menores que el estipulado por el ACI-77. Por estas razones, y dados los resultados obtenidos por Long, es posible que la aplicación del criterio del ACI-77 y el del RDF-76

con la modificación propuesta en este estudio, conduzcan a resultados semejantes, y se puede, por tanto, tomar este último también como aceptable con fines de análisis por distribución de momentos.

El parámetro más interesante en estudio, la rigidez ante cargas laterales, se analiza en la columna (12); donde se comparan las rigideces laterales experimentales, y las obtenidas con un ancho equivalente $c + 3 h$ mostradas en la columna (9).

Se puede observar que el momento de inercia de la losa calculado con este ancho equivalente coincide de manera razonable con los valores experimentales, excepto para el modelo E5, el cual muestra una rigidez mucho mayor que la teórica; sin embargo este caso no debe preocupar dado que se trata de un tipo de conexión losa plana aligerada-columna en la que las dimensiones de la zona maciza son pequeñas, cuya construcción debe evitarse por su comportamiento poco dúctil. Si se considerara un ancho equivalente igual a $c+2h$ se obtendrían para todos los especímenes resultados conservadores y con un coeficiente de variación mayor que el obtenido con el criterio anterior.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO

6.1 CONCLUSIONES

Como producto de la investigación realizada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y presentada en este trabajo, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1) La rigidez lateral de los sistemas de piso formados por losas planas aligeradas, predicha por los diversos métodos existentes de análisis elástico, no toma en cuenta la existencia de una rotación concentrada en la conexión losa plana-columna; los desplazamientos producidos por esta rotación en la losa plana aligerada, son del orden de 40 a 60% de los que se obtendría considerando que la columna no origina desplazamientos, tanto para niveles de cargas laterales bajas como para cargas cercanas a las máximas.

2) La rigidez lateral de estos sistemas de piso es bastante baja; mientras no se desarrollen métodos de análisis que tomen en

cuenta la rotación concentrada existente en la conexión, se puede definir un ancho equivalente con el cual se obtendrían desplazamientos por carga lateral cercanos a los reales. La dimensión de este ancho es $c + 3h$, centrado a eje de columna, considerando la sección bruta fuera de la zona maciza; c es la dimensión de la columna en la dirección perpendicular a la del análisis y h el espesor de la losa. Un criterio también aceptable para la definición de un ancho equivalente con fines de análisis por cargas laterales, es el dado por una modificación al reglamento RDF-76; la cual consiste en considerar que la sección bruta definida con el ancho equivalente dado por el RDF-76 está localizada fuera de la zona de losa maciza, ignorando la variación del momento de inercia en la dirección del análisis, causada por la presencia de la zona de losa maciza.

3) La rigidez inicial ante cargas laterales repetidas de las conexiones losa plana aligerada-columna es siempre menor que la rigidez ante cargas verticales; las fracciones obtenidas varían entre 65 y 75%. La rigidez ante cargas verticales, cuando el momento flexionante actuante es mayor que el de agrietamiento, puede predecirse razonablemente si se considera la sección agrietada fuera del capitel, tomando el ancho a centros de claros. Con este criterio se obtienen rigideces ante cargas verticales, con una aproximación ligeramente mejor que con las calculadas con el criterio del RDF-76, cuando en éste se toma en cuenta la variación del momento de inercia en la dirección del análisis.

4) Debe tenerse en cuenta que las rigideces de losas planas aligeradas, propuestas en este estudio, se dedujeron con base en el criterio de igualar desplazamientos experimentales y teóricos; estas rigideces no necesariamente tienen que coincidir con los valores de las rigideces que deben emplearse en el análisis por distribución de momentos. La filosofía del diseño por cargas verticales para el marco equivalente del RDF-76, es diferente a la del ACI-77, con la cual, los momentos flexionantes negativos obtenidos en claros interiores de la losa, están ligeramente del lado de la inseguridad. No obstante la rigidez de la losa ante cargas verticales propuesta en este trabajo, conduciría a resultados semejantes a los obtenidos con el criterio del ACI-77, por lo que el criterio propuesto en este estudio puede considerarse como aceptable para fines de análisis por distribución de momentos ante cargas verticales.

5) La rigidez inicial ante cargas laterales repetidas de estas conexiones se reduce apreciablemente (20 a 40%) para niveles de carga del orden de 35 a 50% de la resistencia máxima. Esta reducción coincide en la mayoría de los casos con la fluencia del refuerzo por flexión de la nervadura central del lecho superior.

6) En el caso de conexiones interiores losa plana aligerada-columna sujetas a momentos de desbalanceo, en las que el esfuerzo cortante es resistido sólo por el concreto, ec 2.26, 6 con escaso refuerzo por cortante, el criterio de cálculo de la

resistencia por cortante estipulada en los reglamentos RDF-76 y ACI-77, lleva a resultados bastantes cercanos a los observados experimentalmente.

Sin embargo, el criterio del RDF-76 para el cálculo de la resistencia por cortante de las mencionadas conexiones interiores, conduce a resultados del lado de la inseguridad, cuando la conexión tiene refuerzo por cortante formando una viga embebida, cuyo esfuerzo cortante resistente está dado por la ec 2.27. Es necesario por tanto modificar el mencionado criterio, lo que puede hacerse disminuyendo la resistencia por cortante estipulada por este Reglamento, de manera de obtener resultados más cercanos a los observados experimentalmente. Esta modificación se hace en la ec 5.5, en la que se reduce en un 85% la contribución a la resistencia por cortante, tanto del concreto, como de los estribos cuando éstos forman una viga embebida; de esta manera se obtuvieron resultados bastante más cercanos a los experimentales.

7) Los especímenes con refuerzo especial por cortante ensayados, tuvieron un esfuerzo cortante máximo resistente menor que $1.5 \sqrt{f'_c}$, algunos resultados de otros autores en ensayos de losas planas macizas, dieron resistencias menores que $1.5 \sqrt{f'_c}$, aún cuando las predicciones teóricas eran mayores que este valor; por esto parece conveniente para las conexiones losa plana aligerada-columna, limitar esta resistencia a $1.3 \sqrt{f'_c}$.

Un criterio más conservador es limitar el esfuerzo cortante re-

sistente de la conexión a $\sqrt{f'_c}$, considerando que la contribución del concreto es $0.5 \sqrt{f'_c}$ y la otra parte es proporcionado por estribos.

8) Ensayes realizados por otros autores con conexiones losa plana-columna de esquina o de borde sin refuerzo por cortante, sujetas a carga lateral repetida, muestran que la aplicación del reglamento ACI-77, para el cálculo de la resistencia por cortante de la conexión, da resultados conservadores. No se conocen ensayos con este tipo de especímenes cuando están reforzados con estribos, que es el caso más usual; por tanto no es posible asegurar que para este tipo de conexiones son extrapolables los resultados conservadores encontrados para conexiones de borde o de esquina sin estribos.

9) Criterios más elaborados para el cálculo de la resistencia de conexiones losa plana aligerada-columna sujeta a momento de desbalanceo como el de la analogía de la viga propuesta por Hawkins, ref 10, o Park, ref 22, llevan a procedimientos de cálculo laboriosos que no mejoran apreciablemente los resultados obtenidos con el criterio del Reglamento RDF-76.

10) La falla por cortante fuera de la zona maciza, cuando la conexión está sujeta a un momento de desbalanceo, ocurre sólo para dimensiones pequeñas de esta zona. Se define la sección crítica por cortante fuera de la zona maciza, como la sección localizada a un medio del peralte alrededor del perímetro de la misma. Un criterio para calcular la resistencia por cortante en

esta sección crítica, es de suponer válida la teoría de variación lineal de esfuerzos empleada para la sección crítica alrededor de la columna. Si se consideran igualmente válidos en estas dos secciones críticas, tanto la porción α del momento de desbalanceo tomado por cortante, como los criterios de evaluación de esfuerzos cortantes resistentes, se obtendrían estimaciones conservadoras. Se obtienen mejores resultados, más cercanos a los experimentales, con valores menores de α para la sección crítica fuera de la zona maciza; pero el escaso número de especímenes en los cuales se pudo estudiar este parámetro no permite determinarlo de manera confiable.

Mientras no se hagan ensayos adicionales, es razonable revisar la resistencia fuera de la zona maciza con los mismos criterios empleados para la sección crítica alrededor de la columna, como se expone en la fig 1.5 de este trabajo.

11) Las conexiones losa plana aligerada-columna con refuerzo especial por cortante tienen un mejor comportamiento desde el punto de vista sísmico que aquéllas con escaso o nulo refuerzo por este concepto. Este refuerzo especial consiste en formar con estribos cerrados una viga embebida de ancho $c+d$, centrada a eje de columna, la que debe extenderse hasta la periferia de la zona maciza.

12) Aunque la falla en la conexión sea gobernada por cortante, pueden lograrse factores de ductilidad, según la definición mostrada en la fig 2.10b, del orden de 8 para conexiones con refuer

zo especial por cortante, y ductilidades entre 4 y 6 para conexiones sin este refuerzo. No obstante estos factores de ductilidad deben ser interpretados conjuntamente con la información dada por el parámetro I_{HE} , el cual indica que el área encerrada por los ciclos histeréticos de las conexiones con refuerzo especial por cortante, fue solamente 40% del área encerrada por un ciclo elastoplástico con la misma rigidez inicial, resistencia y ductilidad; mientras que para conexiones sin refuerzo especial por cortante, o que fallaron por cortante en las nervaduras, el referido porcentaje fue 30%. Esto significa que durante un sismo, una conexión losa plana aligerada-columna, puede disipar por deformaciones inelásticas, menos de la mitad de la energía que es capaz de disipar por deformación un sistema estructural cuyo comportamiento es elastoplástico.

Una manera aproximada de obtener coeficientes de reducción por ductilidad, los cuales se aplican a las ordenadas de los espectros de diseño, es multiplicar el parámetro I_{HE} por el respectivo factor de ductilidad definido en la fig 2.10b; con este criterio se obtienen coeficientes de reducción por ductilidad aproximadamente entre 3 y 4 para conexiones losa plana aligerada-columna con refuerzo especial por cortante, y aproximadamente entre 1 y 2 para conexiones con escaso o nulo refuerzo por cortante en la zona sólida o nervaduras. En vista de estos resultados, y mientras no se confirme con ensayos adicionales y estudios analíticos, la posibilidad de emplear un mayor valor, parece conveniente emplear para fines de diseño, un coeficien-

te de reducción por ductilidad igual a 2 para los sistemas losa plana aligerada-columna cuyas conexiones tengan refuerzo especial por cortante.

13) Si se quiere conocer de manera más precisa las demandas de ductilidad requeridas por las conexiones losa plana aligerada-columna, se puede recurrir a algún tipo de análisis no lineal, que considere las características principales de las curvas histéricas obtenidas en el ensaye de los especímenes reportados en este trabajo. Una investigación de este tipo se está llevando a cabo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM; su objetivo es encontrar las demandas de ductilidad ante temblores representativos, de sistemas estructurales cuyo comportamiento se caracteriza por degradación importante de rigidez y resistencia ante cargas laterales repetidas.

14) Debe revisarse que la resistencia por cortante en la zona crítica de las nervaduras, sea mayor que la resistencia por cortante en la zona crítica alrededor de la columna, con el criterio expuesto en este trabajo; de no cumplirse este requisito se produciría falla por cortante en las nervaduras, con un comportamiento poco dúctil y con poca capacidad de absorción de energía, semejante al que tendría una conexión con escaso o nulo refuerzo por cortante en la zona maciza, cuando la falla por cortante se produce en ésta.

15) El efecto favorable, desde el punto de vista sísmico del refuerzo especial por cortante, se observa también en la degradación de la capacidad de absorción de energía por deformación

de los distintos especímenes ensayados. En los especímenes con refuerzo especial, la absorción de energía del ciclo sostenido respecto a la del primer ciclo fue del orden de 80% tanto para niveles de cargas laterales bajas como en cargas cercanas a las máximas; mientras que para especímenes sin dicho refuerzo la de gradación fue mayor, del orden de 50%.

16) El coeficiente de amortiguamiento equivalente, como se definió en la fig 2.11d, varió en todos los especímenes entre 8 y 11 por ciento, para todos los niveles de carga; notándose en los úl timos niveles, para los especímenes con refuerzo especial por cortante, un aumento respecto a los coeficientes de los otros especímenes; este resultado hace ver otro efecto favorable, des de el punto de vista del comportamiento sísmico, del refuerzo especial por cortante.

6.2 RECOMENDACIONES

Con base en las conclusiones enunciadas en la sección anterior, para conexiones losa plana aligerada-columna, y en las obtenidas para losas macizas por otros autores, se dan las siguientes recomendaciones para el análisis y diseño sísmico de conexiones losa plana aligerada-columna:

1) El análisis lineal por cargas laterales ~~de~~ sistemas de piso losa plana aligerada-columna, puede hacerse considerando una sección con un ancho equivalente igual a $c+3h$, centrado a eje de columna; c es la dimensión de la columna en la dirección

perpendicular a la del análisis, h es el espesor de la losa aligerada; se considerará la sección bruta localizada fuera de la zona maciza.

2) El análisis por cargas verticales de estos sistemas de piso puede realizarse considerando una sección localizada fuera de la zona maciza, con un ancho definido por la distancia entre ejes de columna; si el momento flexionante es mayor que el de agrietamiento, la referida sección deberá considerarse agrietada. Aunque este ancho equivalente se dedujo con el criterio de obtener iguales desplazamientos experimentales y analíticos, si se emplea con la filosofía de diseño del marco equivalente del RDF-76, conduciría a una predicción razonable de los momentos flexionantes en la losa y columna.

3) Debido a la escasa rigidez lateral de estos sistemas de piso, es conveniente emplear muros de rigidez, para limitar a valores permisibles los desplazamientos de entrepiso que tendrían estos sistemas ante movimientos sísmicos.

4) Una manera de lograr un mejor comportamiento, desde el punto de vista sísmico, de las conexiones losa plana aligerada-columna, es formar con estribos cerrados, una viga embebida de ancho $c+d$, centrada a eje de columna y que se extiende hasta la periferia de la zona maciza.

5) El cálculo de la resistencia por cortante, ante momento de desbalanceo, de las conexiones con esta viga embebida, puede

hacerse con el criterio del reglamento RDF-76, siempre que se hagan las siguientes modificaciones:

a) El esfuerzo cortante mínimo resistente debe ser $\sqrt{f'_c}$; aún cuando el esfuerzo cortante actuante sea menor que este valor, se debe considerar aplicable la ec 5.5, la que implica que la contribución del concreto es $0.40 \sqrt{f'_c}$ y que la porción restante es resistida por estribos cerrados que forman una viga embebida de ancho $c+d$, los cuales son 85% efectivos.

b) Cuando el esfuerzo cortante actuante es mayor que $\sqrt{f'_c}$, también se puede emplear la ec 5.5; pero en ningún caso dicho esfuerzo debe exceder a $1.3 \sqrt{f'_c}$. Sin embargo, dado que este incremento de resistencia es pequeño, se recomienda colocar el refuerzo por cortante necesario para resistir $1.3 \sqrt{f'_c}$, cuando el esfuerzo cortante actuante varía entre $\sqrt{f'_c}$ y $1.3 \sqrt{f'_c}$.

6) Debe revisarse que el factor de seguridad por cortante en la sección fuera de la zona maciza sea mayor que el de la sección crítica alrededor de la columna. La primera sección se localiza a medio peralte de la periferia de la zona maciza, y su resistencia se puede calcular con los mismos criterios aplicados a la sección crítica alrededor de la columna, como se muestra en la fig 1.5. Se sugiere que la separación de los estribos, obtenida con el criterio anterior, se mantenga a través de toda la nervadura, y que no sea menor que $d/2$. Se pueden considerar válidas para las secciones fuera de la zona maciza las modificaciones al reglamento RDF-76 propuestas en este trabajo para el cálculo de resistencia por cortante en la zona crítica

alrededor de la columna,

7) Se propone un coeficiente de reducción por ductilidad igual a 2, para los sistemas de piso con conexiones losa plana aligerada-columna. Este valor es aplicable siempre que las conexiones tengan refuerzo por cortante proporcionado por estribos cerrados formando una viga embebida, y que la resistencia por cortante en las secciones fuera de la zona maciza sea mayor que la resistencia por cortante en la sección crítica alrededor de la columna. Para determinar si es posible utilizar un coeficiente de reducción por ductilidad mayor, se requieren algunos ensayos adicionales y principalmente estudios analíticos que tomen en cuenta el comportamiento histerético observado en los ensayos experimentales de las conexiones con losa plana aligerada.

8) Es deseable que en los sistemas de piso losa plana aligerada-columna se produzca un mecanismo de falla por flexión antes que el de cortante; para ello, el diseño por cortante debería hacerse no para las fuerzas laterales actuantes, si no para un momento de desbalanceo igual a la suma de los momentos resistentes por flexión positivo y negativo de la losa, localizados a cada lado de la columna a centros de claros; con este criterio se podría obtener un factor de reducción por ductilidad de aproximadamente 4. En estructuras de este tipo, a menos que se aumente el peralte de la losa alrededor de la columna, esta condición es difícil de satisfacer; lo que conduce a que gobierne la falla por cortante, debiéndose hacer el diseño con los criterios expuestos en este trabajo, los cuales conducen a factores de reducción por ductilidad menores que 4.

Además, para evitar se produzca un mecanismo de falla por flexión en las columnas, éstas se deben revisar con el criterio propuesto para la conexión.

9) Se ha observado una fuerte concentración de esfuerzos por flexión en la zona alrededor de la columna, más que en zonas alejadas de ella; mientras no se tenga información adicional sobre este comportamiento, se sugiere concentrar el refuerzo por flexión de la losa, debido a cargas laterales, tanto positivo como negativo, en la franja de columna; además se debe revisar, con el criterio del reglamento RDF-76, la transmisión del momento de desbalanceo por flexión en el ancho $c+3h$.

10) Mientras no se hagan ensayos de conexiones de esquina entre losa plana aligerada y columna, las cuales están sujetas a momentos de desbalanceo en dos direcciones, se sugiere calcular la resistencia por cortante de este tipo de conexiones, considerando el efecto de cada uno de los dos momentos de desbalanceo por separado, con el procedimiento estipulado por el RDF-76 y con las modificaciones propuestas en este estudio.

11) Se recomienda realizar ensayos adicionales de sistemas completos de piso losa plana aligerada-columna. Estos ensayos completarían la información obtenida a la fecha para las conexiones de estos sistemas de piso. Las variables que convendría estudiar son:

a) Influencia de la restricción a la torsión dada por los table-

ros colindantes con las caras laterales de los especímenes ensayados a la fecha.

b) Distribución del momento flexionante resistente positivo y negativo, a cada lado del eje de columna, tanto en el ancho de la zona crítica por cortante, como a lo largo de la distancia entre centros de claros. Así podría revisarse la validez del criterio del RDF-76, tanto para asignar porciones de los momentos negativos y positivos a las franjas centrales y de columna, como lo referente a la transmisión por flexión del momento de desbalanceo en el ancho $c+3h$ propuesto por los reglamentos RDF-76 y ACI-77.

c) Valor de la porción α de momento de desbalanceo transmitido por cortante, en la zona crítica fuera de la zona maciza.

d) Influencia de las dimensiones de la columna.

e) Comportamiento ante cargas laterales repetidas de conexiones de esquina y de borde, con refuerzo especial por cortante.

7. RECONOCIMIENTOS

Esta tesis es el resultado de un proyecto de investigación patrocinado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Fue dirigida por R. Meli a quien se le agradece su valiosa orientación durante el desarrollo del trabajo. E. Bazán colaboró con sus sugerencias y la revisión crítica del manuscrito. O. Hernández y M. Padilla colaboraron con su experiencia en los aspectos experimentales del estudio.

Este trabajo no hubiera sido posible sin la participación de los laboratoristas y trabajadores de la Sección de Estructuras del Instituto de Ingeniería.

8. REFERENCIAS

1. ACI-ASCE Committee 426
"The shear strength of reinforced concrete members"
Proceedings, ASCE, V. 99, No ST6, June 1973, pp. 1091-1187
2. ACI-ASCE Committee 326
"Shear and Diagonal Tensión"
Journal of the American Concrete Institute, January to March
1962; Proceedings 59, pp. 1-30, 277-334 y 353-395
3. ACI Committee 318
"Commentary on Building Code Requirement for Reinforced Concrete" ACI 318-62, Publication SP 10
4. ACI Standard 318-71
"Building Code Requirements for Reinforced Concrete"
American Concrete Institute, Detroit, (1971).
5. ACI Standard 318-77
"Building Code Requirements for Reinforced Concrete"
American Concrete Institute, Detroit, (1977)
6. Allen F.H., Darvall P. LeP.
"Lateral Load Characteristics of Flat Plate Structures",
Proc. Australian Congress of Mechanics of Structures and
Materials. Melbourne, (1975)
7. Applied Technology Council Associated with the Structural
Engineers Association of California, "Tentative provisions
for the development of seismic regulations for buildings"
ATC Publication ATC 3-06, Junio 1978.

8. Di Stasio S., Van Buren M.P.
"Transfer of bending moment between flat plate floor and column"
Journal of the American Concrete Institute, September 1960; Proceedings 57, pp. 299-314.
9. Hernández B.O., "Tecnología del microconcreto". Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No 380 (oct 1976)
10. Hanna, S., N., Mitchell, D., Hawkins, N.M.
"Slab-Column Connections Containing Shear Reinforcement and Transferring high intensity reversed moment" Structural and Mechanics Report SM75-1, August 1975, Department of Civil Engineering, University of Washington.
11. Hanson, N., Hanson J.
"Shear and moment transfer between concrete slabs and columns"
Journal of the PCA Research and Development Laboratories, January 1968.
12. Hawkins N.M., Mitchell D. y Symonds D.W.
"Hysteretic Behavior of Concrete Slab to Column Connections" Proc. VI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Dehli, (1977).
13. Hawkins M.N., Mitchell D. y Sheu M.
"Reversed cyclic loading behavior of reinforced concrete slab-column connections", Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., Ann Arbor, Michigan, pp. 306-315 (jul 1975).
14. Hernández O., Meli R.
"Diseño sísmico de muros de concreto. Resultados de la primera etapa de un estudio experimental" Ingeniería Sísmica No. 16, (dic 1976).
15. Islam, S., Park R.
"Tests on Slab-Column Connections with shear and unbalanced flexure"
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 102, No ST3, Proc. Paper 11972, March 1976, pp. 549-568.
16. Kanoh, Y., Yoshizaki, S.
"Strength of Slab-Column Connections Transferring Shear and Moment"
Journal of the American Concrete Institute, March 1979, Proceedings V. 76, pp. 461-478.
17. Khan F., Sbarounis J.
"Interaction of Shear Walls and Frames" ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 90, No ST3, Junio 1964, pp.285-335.

18. Long A.E., Cleland D.J., Kirk D.W.
"Moment transfer and the ultimate capacity of slab column structures"
The Structural Engineer, April 1978, No 4, Volume 56A,
pp. 95-102
19. Moe, J.
"Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories Illinois, April 1961.
20. Mast, P.E.
"Stresses in Flat Plates Near Columns"
Journal of American Concrete Institute, Vol. 67, No 10, Oct., 1970, pp 761-768.
21. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No 401 (julio 1977).
22. Park, R., Islam S.
"Strength of Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure"
Journal of the Structural Division, September 1976, pp 1879-1901.
23. Park R.
"Accomplishments and Research and Development Needs in New Zealand", Proceedings of a Workshop on Earthquake -Resistant Reinforced Concrete Building Construction", julio 1977, pp. 255-295.
24. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Título IV, Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No 400 (julio 1977).
25. Reyes G.A.
"Ancho equivalente de losas reticulares para análisis ante cargas laterales", Informe preliminar, Instituto de Ingeniería, 1975.
26. Symonds D.W., Mitchell D. y Hawkins N.M.
"Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shears and Transferring Reversed Moments"
Structures and Mechanics Report SM 76-2, Univ. of Washington (oct 1976).
27. Simpson G.E., Symonds W.D. y Hawkins N.M.
"The effect of column properties on the behavior of slab-column connections transferring reversed moments". Structures and Mechanics Report SM 76-4. Univ. of Washington, (oct 1976).

28. Yamazaki, J., Hawkins, N.M.
"Shear and moment transfer between reinforced concrete flat plates and columns"
Department of Civil Engineering, University of Washington
September 1975.
29. Zaghlool, E.R.F., de Paiva, H.A.R., y Glockner, P.G.
"Tests of Reinforced Concrete Flat Plate Floors"
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 96, No ST3,
Proc. Paper 7147, Mar., 1970, pp. 487-507.
30. Zaghlool E.R.F., de Paiva H.A.R.
"Tests of Flat-Plate Corner Column-Slab Connections"
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 99, No ST3,
Marzo 1973, pp. 551-572.
31. Carpenter, J.E., Kaar, P.H. y Hanson N.W.
Discusión de "Proposed Revision of ACI 318-63: Building
Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI Journal,
Proceedings Vol. 67, Sept. 1970, pp.696-697.
32. EL-Harabi, S.O.; Mitchel D. y Hawkins N.M.
"Reinforced Concrete Slab-Column Connections Subject to
of Washington, Seattle, septiembre 1975.
33. Jirsa, J.O.,
"Behavior of elements and subassemblages. R.C. Frames".
Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced
Concrete Building Construction" julio 1977, pp. 1196-1214.
34. Fiorato A.E., Corley W.G.
"Laboratory Tests of Earthquake-Resistant Structural Wall
Systems and Elements". Proceedings of a Workshop on
Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Con-
struction:, julio 1977, pp 1388-1429.
35. Bertero V.V., Clough R.W.
"Use of Earthquake Simulators and Large-Scale Loading
Facilities in ERCBC "Proceedings of a Workshop on Earth-
quake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction",
julio 1977, pp 1652-1681.

TABLA 2.1 COMPARACION DE RESISTENCIA EN CORTANTE CALCULADA Y EXPERIMENTAL DE CONEXIONES LOSA PLANA-COLUMNA

Autor	Espécimen	P_v	$0.5 \sqrt{f'_c} + P_v f_y$	v_{exp}	v_{cal}	$\frac{v_{exp}}{v_{cal}}$
Ref 10	SS 1	0.0088	50.3	27.5	25.2	1.09
	SS 2	0.0040	26.4	23.6	24.3	0.97
	SS 3	0.088	41.9	30.5	24.4	1.25
	SS 4	0.0088	50.3	26.9	25.1	1.07
	SS 5	0.0040	27.4	27.1	27.2	1.00
Ref 26	SS 6	0.0040	26.2	22.7	23.6	0.96
	SS 7	0.0088	50.2	27.9	24.8	1.13
Ref 27	SS 8	0.0070	41.2	23.8	23.4	1.02
	SS 9	0.0070	41.6	25.4	24.5	1.04
	SS10	0.0113	61.7	27.2	23.0	1.18
	SS11	0.0113	62.7	26.7	26.1	1.02
	SS12	0.0120	36.8	31.0	24.6	1.26
	SS13	0.0120	34.5	23.1	25.0	0.93
Ref 15	6CS	0.0063	32.6	20.9	25.5	0.82
	7CS	0.0056	29.4	22.3	26.1	0.85
	8CS	0.0056	29.5	19.4	22.5	0.86
Ref 13	S 1	0	-	25.9	18.8	1.38
	S 2	0	-	19.1	15.5	1.23
	S 3	0	-	14.2	15.0	0.95
	S 4	0	-	24.6	18.2	1.35
	S 5	0	-	25.1	17.0	1.48
Ref 26	S 6	0	-	23.5	15.4	1.53
	S 7	0	-	19.3	16.4	1.18
	S 8	0	-	16.2	17.7	0.92
Ref 15	1	0	-	17.5	16.7	1.05
	2	0	-	20.7	18.1	1.14
	3 C	0	-	19.8	17.4	1.14

Media = 1.10
 Coeficiente de variación = 0.17

$P_v = \frac{A_v}{bs}$, cuantía de refuerzo transversal en la viga embebida

$$v_{exp} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J}; \text{ ver fig 1.1}$$

$$v_{cal} = \sqrt{f'_c}, \text{ si } P_v = 0$$

$$\sqrt{f'_c} \leq v_{cal} = 0.5 \sqrt{f'_c} + P_v f_y \leq 1.5 \sqrt{f'_c}; \text{ si } P_v \neq 0 \quad \text{según RDF 76}$$

esfuerzos en kg/cm^2 .

TABLA 3.1 PROPIEDADES DE LOS ESPECIMENES

Espec.	f'_c (kg/cm ²)	Refuerzo por flexión		Refuerzo por cortante \emptyset, f_y, s dentro zona maciza, s fuera zona maciza	Geometría de la conexión Dimensiones de la zona maciza (cm) Dimensiones de casetones (cm)
		Lecho superior sentido largo $\emptyset, N, A_s, f_y, M_R$	Lecho inferior sentido largo $\emptyset, N, A_s, f_y, M_R$		
E1A	250	$\frac{3"}{16}$; 18; 0.18 3400; 85 500	$\frac{5"}{32}$; 18; 0.13 3500; 64 500	1.6 mm; 3600; no; no	45.7 x 47.5 15.0 x 15.0
E2	312	$\frac{3"}{16}$; 14; 0.18 3400; 69 500	$\frac{5"}{32}$; 14; 0.13 5800; 84 500	1.6 mm; 4500; estribos 2 ramas a 4 cm; a 4 cm	47.5 x 47.5 15.0 x 15.0
E3	266	$\frac{3"}{16}$; 18; 0.18 3100; 76 500	$\frac{5"}{32}$; 18; 0.13 3300; 60 000	1.6 mm; 3800; estribos 6 ramas a 3.8 cm; a 3.8 cm	47.5 x 47.5 15.0 x 15.0
E4	273	$\frac{3"}{16}$; 24; 0.18 3200; 104 000	$\frac{5"}{32}$; 24; 0.13 3500; 84 000	1.6 mm; 3800; estribos 6 ramas a 2.3 cm; 8.1 cm	35.0 x 35.0 10.0 x 10.0
E5	264	$\frac{3"}{16}$; 24; 0.18 3300; 105 000	$\frac{5"}{32}$; 24; 0.13 3500; 85 500	1.6 mm; 4500; estribos 6 ramas a 2.4 cm; 8.1 cm	31.25 x 31.25 10.1 x 10.0

N: número de varillas
 \emptyset : diámetro del refuerzo

f_y : esfuerzo de fluencia promedio del refuerzo (kg/cm²)
 A_s : área de cada varilla (cm²)

s : separación de estribos (cm)
 M_R : momento flexionante resistente a cara de columna (kg-cm)

TABLA 3.2. GRANULOMETRIA EMPLEADA

Pasa malla	Retiene malla	%
1/4	4	0
4	8	31
8	30	44
30	50	10
50	100	10
100	Fondo	5
Total		100

TABLA 5.1 PREDICCIÓN DE RESISTENCIA CONSIDERANDO FALLA POR CORTANTE DENTRO DE LA ZONA MACIZA

Modelo	f' _C	A _V f _y (kg)	b s	A _V f _y b s	Esfuerzos cortantes					K 2J _c (c+d)	Momento de desbalanceo M _D = K v _D			
					Grav. v _w	Resistente		Por M _D			con v _{R1}	con v _{R2}	con v _{R1}	con v _{R2}
						v _{R1}	v _{R2}	v _D = v _R - v _w	v _D = v _R - v _w					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)			
E1A	250	-	-	-	4.23	15.81	7.91	11.58	3.68	10 ⁵ /8.40	1.38	0.44		
E2	312	2x142	20.6 4.0	3.45	4.23	17.66	12.28	13.43	8.05	"	1.60	0.96		
E3	266	6x90	20.6 3.8	6.90	4.23	16.31	15.06	12.08	10.83	"	1.44	1.23		
E4	273	6x85	20.6 2.2	11.25	4.23	16.52	19.51	12.29	15.28	"	1.46	1.82		
E5	264	6x100	20.6 2.4	12.14	4.23	16.25	20.26	12.02	16.03	"	1.43	1.91		

f'_C = resistencia a la compresión especificada del concreto

A_V = área del refuerzo por cortante (cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo por cortante

b = ancho teórico de la viga embebida (cm)

s = separación entre estribos (cm)

v_w = esfuerzo cortante por carga vertical, actuante en la sección crítica por cortante

$$v_{R1} = \sqrt{f'_C}$$

$$v_{R2} = 0.5 \sqrt{f'_C} + \frac{A_V f_y}{bs}$$

M_D = momento teórico de desbalanceo que causa la falla por cortante (ton-m)

v_D = esfuerzo cortante actuante en la sección crítica, causado por M_D

Esfuerzos en kg/cm²

TABLA 5.2 PREDICCIÓN DE RESISTENCIA CONSIDERANDO FALLA POR CORTANTE FUERA DE LA ZONA MACIZA

Espec.	b s (1)	$\frac{A_v f_y}{bs}$ (2)	Esfuerzos cortantes							K $\frac{A_i c_i^2}{c_i}$ (10)	Momento de desbalanceo $M_D = K v_D$ (ton-m)					
			Grav. v_w (3)	Resistente, v_R			Por M_D $v_D = v_R - v_w$				con v_{R1} (7)	con v_{R2} (8)	con v_{R3} (9)	con v_{R1} (11)	con v_{R2} (12)	con v_{R3} (13)
				v_{R1} (4)	v_{R2} (5)	v_{R3} (6)										
E1A	-	-	4.97	15.81	-	7.91	10.84	-	2.94	$10^5/3.81$	2.85	-	0.77			
E2	7.5 4.0	9.47	4.97	17.66	18.30	8.83	12.69	13.33	3.86	"	3.33	3.50	1.01			
E3	7.5 3.8	6.32	4.97	16.31	14.48	8.16	11.34	9.51	3.19	"	3.98	2.50	0.84			
E4	7.5 8.1	-	5.80	16.52	-	8.26	10.72	-	2.46	"	1.77	-	0.41			
E5	3.75 8.1	-	7.74	16.25	-	8.13	8.51	-	0.39	"	1.01	-	0.05			

b = ancho de las nervaduras (cm)

s = separación de estribos en las nervaduras (cm)

v_w = esfuerzo cortante por carga vertical, actuante en la sección crítica por cortante fuera de la zona maciza

$$v_{R1} = \sqrt{f'_c}$$

$$v_{R2} = 0.5 \sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_y}{bs}$$

$$v_{R3} = 0.5 \sqrt{f'_c}$$

v_D = esfuerzo cortante actuante en la sección crítica por cortante fuera de la zona maciza, causado por M_D

Esfuerzos en kg/cm^2

TABLA 5.3 RESISTENCIAS EXPERIMENTALES Y CALCULADAS

Espec.	Resultados experimentales			Resistencia calculada					
	M_D^e	Esfuerzos cortantes		M_D para falla por cortante			Teoría líneas de fluencia		
		Por Grav.	Por M_D^e	con v_{R1} $\frac{M_D^e}{M_D}$	con v_{R2}	Falla fuera zona sólida con v_{R1}	M_u	$\frac{M_u}{M_D^e}$	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)		
E1A	1.35	4.23	11.34	1.38 (1.02)	0.44	2.85	1.68	1.24	
E2	1.55	"	13.02	1.60 (1.03)	0.96	3.33	1.73	1.12	
E3	1.26	"	10.58	1.44 (1.14)	1.23	2.98	1.53	1.21	
E4	1.40	"	12.60	1.46 (1.04)	1.86	1.77	2.11	1.51	
E5	1.87	"	15.54	1.43 (0.76)	1.91	1.01	2.14	1.14	

M_D^e : momento de desbalanceo máximo experimental

M_D : momento de desbalanceo máximo teórico

M_u : momento de desbalanceo calculado con teoría de líneas de fluencia

$$v_{R1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{l}$$

$$v_{R2} = 0.5 \sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_y}{bs}$$

Esfuerzos en kg/cm^2

Momentos en ton-m

TABLA 5.4. COMPARACION DE RESISTENCIA EN CORTANTE, CALCULADA Y EXPERIMENTAL DE CONEXIONES LOSA PLANA-COLUMNA

Referencia	Especimen No.	$p_v = \frac{A_v}{bs}$	v_{R1}	v_{R2}	$\frac{V_{exp}}{V_o}$	M_{exp}	Analogía de la viga					RDF 76		Modificación del RDF 76	
							M_u ec 2.22	M_c ec 2.29	M_s ec 2.30	$\frac{M_{exp}}{M_c + M_s}$	$\frac{M_{exp}}{M_u + M_s}$ M_u de ec 2.22	M_u ec 2.27	$\frac{M_{exp}}{M_u}$ M_u de ec 2.27	M_u con v_{R1}	$\frac{M_{exp}}{M_u}$ col (5) col (13)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
INST. DE INC.	6CS	0.0063	16.94	32.73	0.22	3.91	2.02	1.22	2.30	1.11	0.91	5.03	0.78	3.06	1.28
	7CS	0.0056	17.41	29.43	0.22	4.25	2.09	1.27	2.61	1.09	0.90	5.17	0.82	3.15	1.35
	8CS	0.0056	15.01	29.62	0.25	3.56	1.83	1.12	1.53	1.34	1.06	4.35	0.82	2.61	1.36
	E1A	0	15.81	7.91	0.27	1.35	0.96	-	0	-	1.41	1.38	0.98	1.38	0.98
	E2	0.0008	17.66	12.28	0.24	1.55	1.16	0.71	0.155	1.78	1.18	1.60	0.97	1.60	0.97
	E3	0.0018	16.31	15.06	0.26	1.26	1.11	0.71	0.395	1.14	0.84	1.44	0.88	1.44	0.88
	E4	0.0030	16.52	19.51	0.26	1.40	1.15	0.74	0.555	1.09	0.82	1.82	0.77	1.46	0.96
	E5	0.0027	16.25	20.26	0.26	1.87	1.15	0.75	0.63	1.36	1.05	1.91 ✓	0.98	1.43	1.31
Media										1.27	1.02		0.88		1.14
C.V.										0.20	0.20		0.10		0.18

$$v_{R1} = \sqrt{E'_c}$$

$$v_{R2} = 0.5 \sqrt{f'_c} + p_v f_y$$

V_{exp} = fuerza cortante experimental actuante en la sección crítica por cortante dentro de la zona maciza Esfuerzos en kg/cm²

V_o = fuerza cortante teórica resistente en la sección crítica en ausencia de momento de desbalanceo Momentos en ton-m

M_{exp} = momento de desbalanceo máximo alcanzado en el ensaye

M_u = momento de desbalanceo resistente teórico

TABLA 5.5 REGISTROS DE DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL REFUERZO POR FLEXION DE LA LOSA

M U D E L O	Refuerzo lecho superior							Refuerzo lecho inferior						
	Carga N°	% de M_D^{max}	S. G. No 1			S.G. No 2		Carga N°	% de M_D^{max}	S.G. No 3			S.G. No 4	
			% ϵ_y	% M_{LF}^-	Fluye	% ϵ_y	Fluye			% ϵ_y	% M_{LF}^+	Fluye	% ϵ_y	Fluye
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
E1A	23	50	100	55	sí	22	no	82	50	100	47	no	47	no
E2	49	55	100	92	sí	50	*sí	93	92	100	43	no	13	no
E3	16	55	no funcionó			50	no	224	90	100	88	no	62	no
E4	116	90	100	40	sí	16	no	126	88	100	55	no	18	no
E5	60	63	100	58	sí	20	no	335	82	100	71	no	30	no

* Fluye en carga N°181, 65% de M_D^{max}

TABLA 5.6 RESUMEN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Esp.	M_y (ton-m)	% M_D^{\max}	Cálculo I_{HE}							ϵ_y %	ϵ_u %	Factor de duct. (12)
			Carga (3)	θ_{tot} rad x 10^{-3} (4)	E_H primer ciclo (5)	E_H ciclo sost. (6)	$\frac{\text{col (6)}}{\text{col (5)}}$ (7)	E_H ciclo E.P. (8)	$\frac{\text{col (5)}}{\text{col (8)}}$ (9)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
E1A	0.70	52	163	58	3 400	2 050	0.60	11 500	0.30	10.8	8.5	4
E2	0.60	47	156	62	5 350	2 750	0.52	13 300	0.40	11.3	10.5	6
E3	0.60	56	256	59	4 350	2 850	0.65	9 850	0.44	8.3	10.7	8.5
E4	0.50	36	198	61	6 100	3 600	0.59	15 200	0.40	9.4	10.8	8
E5	0.67	36	269	64	6 150	3 900	0.63	19 800	0.31	10.6	8.8	6.5

E_H en kg-cm

TABLA 5.7 PARTICIPACION DE LAS FUENTES DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL EXTREMO DE LOS ESPECIMENES

Espec.	Desplazamientos por carga vertical (cm)			Fuentes de desplazamientos para δ (debido a cargas laterales) (%)							
	Δ_{con}	Δ_{los}	$\frac{\Delta_{con}}{\Delta_{los}}$	En ciclos iniciales				En cargas máximas			
				Δ_{col}	Δ_{con}	Δ_{flex}	$\frac{\Delta_{con}}{\Delta_{los}}$ (5)/(5)+(6) (7)	Δ_{col}	Δ_{con}	Δ_{flex}	$\frac{\Delta_{con}}{\Delta_{los}}$ (9)/(9)+(10) (11)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	
E1A	0.040	0.096	0.42	15	45	40	0.53	10	50	40	0.56
E2	0.026	0.090	0.29	20	30	50	0.38	10	30	60	0.50
E3	0.045	0.114	0.39	20	50	30	0.63	5	50	45	0.53
E4	0.021	0.073	0.29	20	35	45	0.44	5	45	50	0.47
E5	0.010	0.047	0.21	30	30	40	0.43	15	35	50	0.41

TABLA 5.8. RIGIDECES EXPERIMENTALES Y TEORICAS DE LOS ESPECIMENES ENSAYADOS

Espec.	E	EXPERIMENTAL					TEORICO			$\frac{I_L}{I_w}$	$\frac{I_w}{I_2^C}$	$\frac{I_L}{I_3^C}$
		Por carga vertical		Por carga lateral			I_1^C	I_2^C	I_3^C			
		E I_w	I_w	K_1	K_2	I_L				(7)	(8)	(9)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
E1A	158 000	196.98	1245	13.00	5.36	790	2460	1490	965	0.63	0.84	0.82
E2	164 000	210.11	1280	15.72	2.89	920	2460	855	965	0.72	1.50	0.95
E3	176 000	236.38	1340	18.11	1.56	985	2460	1420	965	0.74	0.94	1.02
E4	166 000	259.04	1560	17.87	5.28	1030	2750	1860	1280	0.66	0.84	0.80
E5	163 000	402.35	2470	27.76	6.83	1630	2720	1810	1080	0.66	1.36	1.51

E: módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)

I_1^C : momento de inercia de sección bruta fuera del capitel

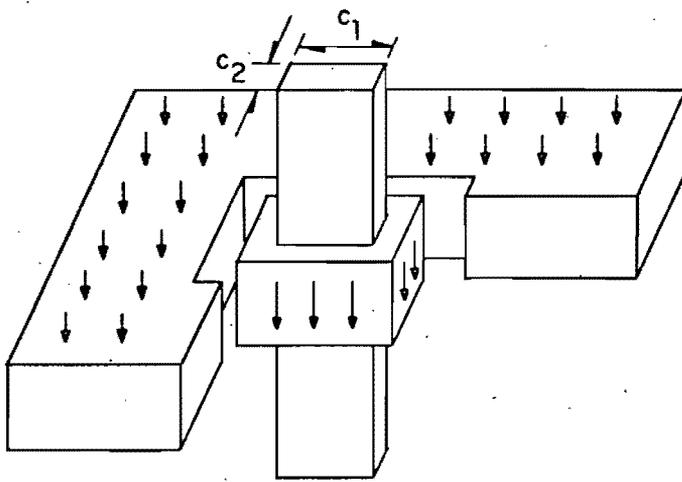
I_2^C momento de inercia de sección agrietada fuera del capitel

I_3^C momento de inercia de sección bruta fuera del capitel en ancho $c+3h$

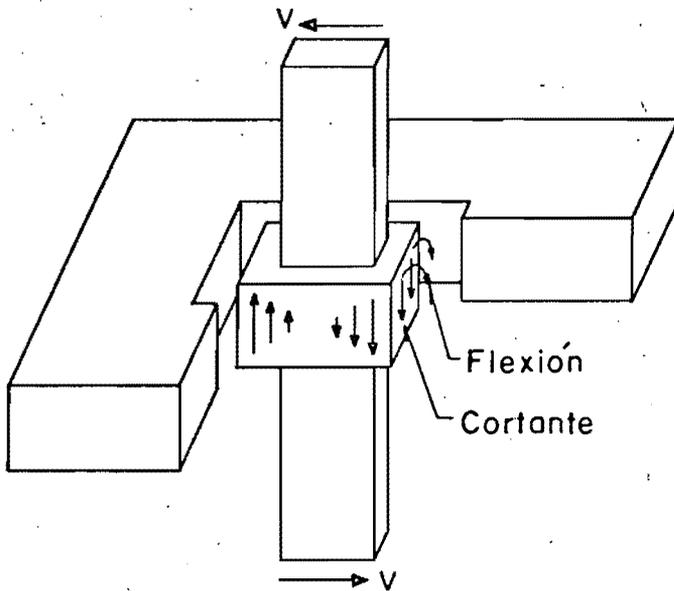
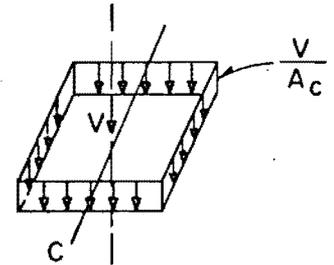
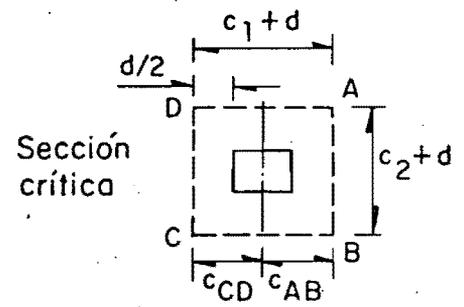
I en cm^4

EI en $\text{kg cm}^2 \times 10^6$

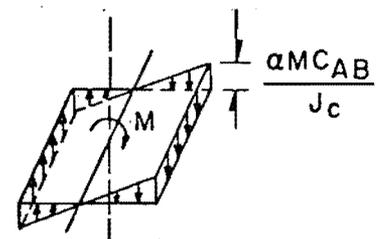
K_1, K_2 en $\text{kg-cm/rad} \times 10^6$



a) Esfuerzos por carga vertical



b) Esfuerzos por momento de desbalanceo



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c}$$

$$v_{CD} = \frac{V}{A_c} - \frac{\alpha M C_{CD}}{J_c}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

c) Esfuerzos cortantes resultantes

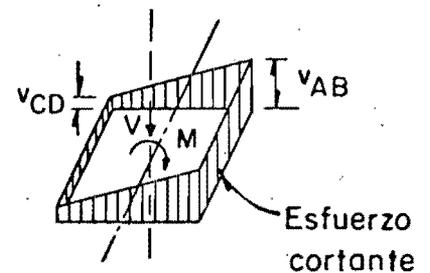
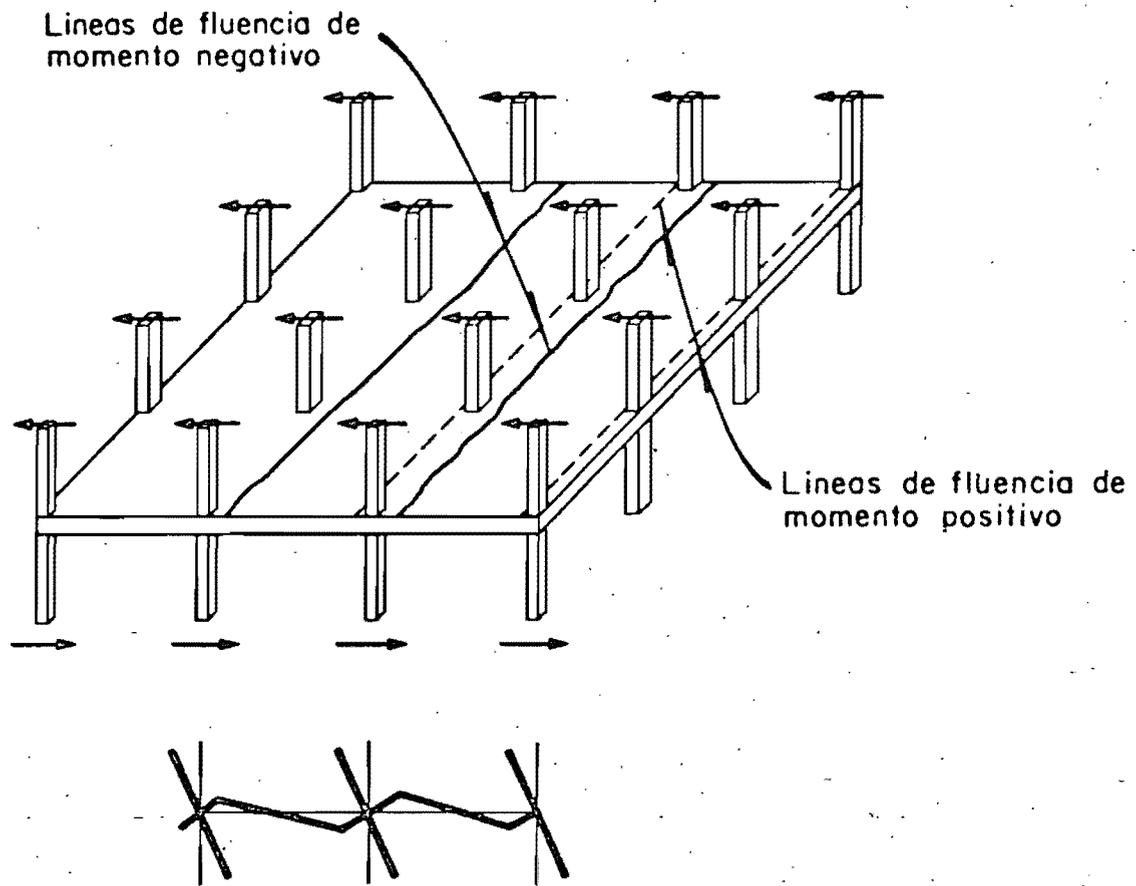
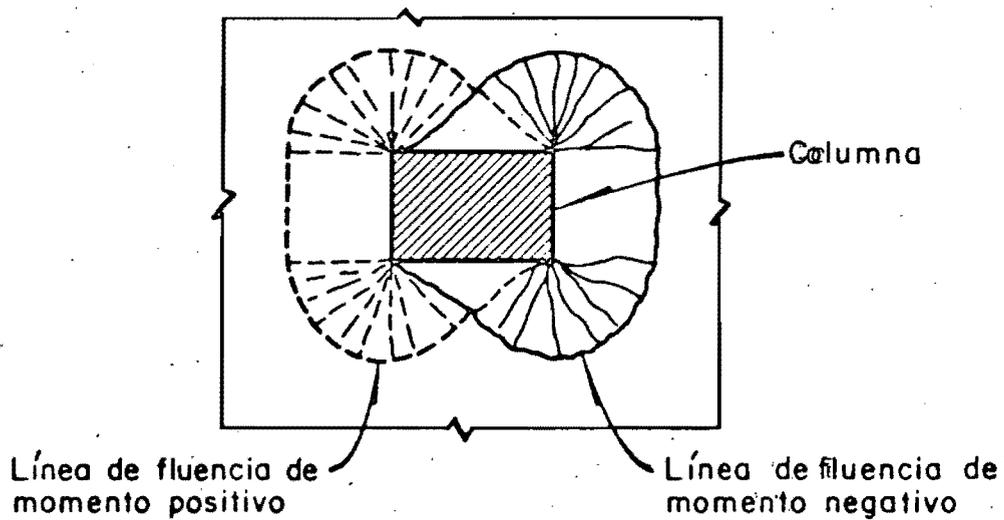


Fig 1.1 Esfuerzos cortantes en la unión losa plana - columna

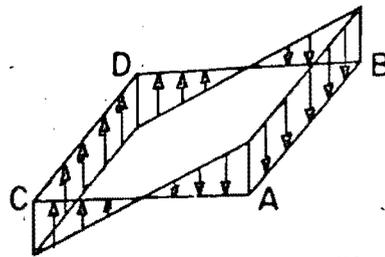
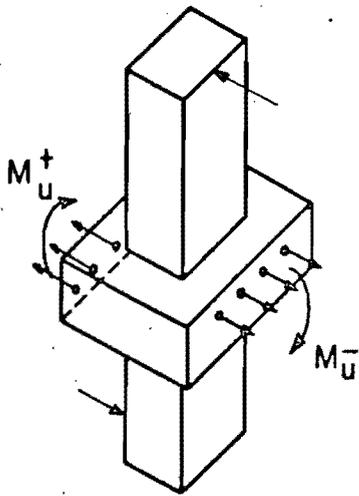


a) Mecanismo de falla general por flexión



b) Modo de falla local por flexión (de ref 22)

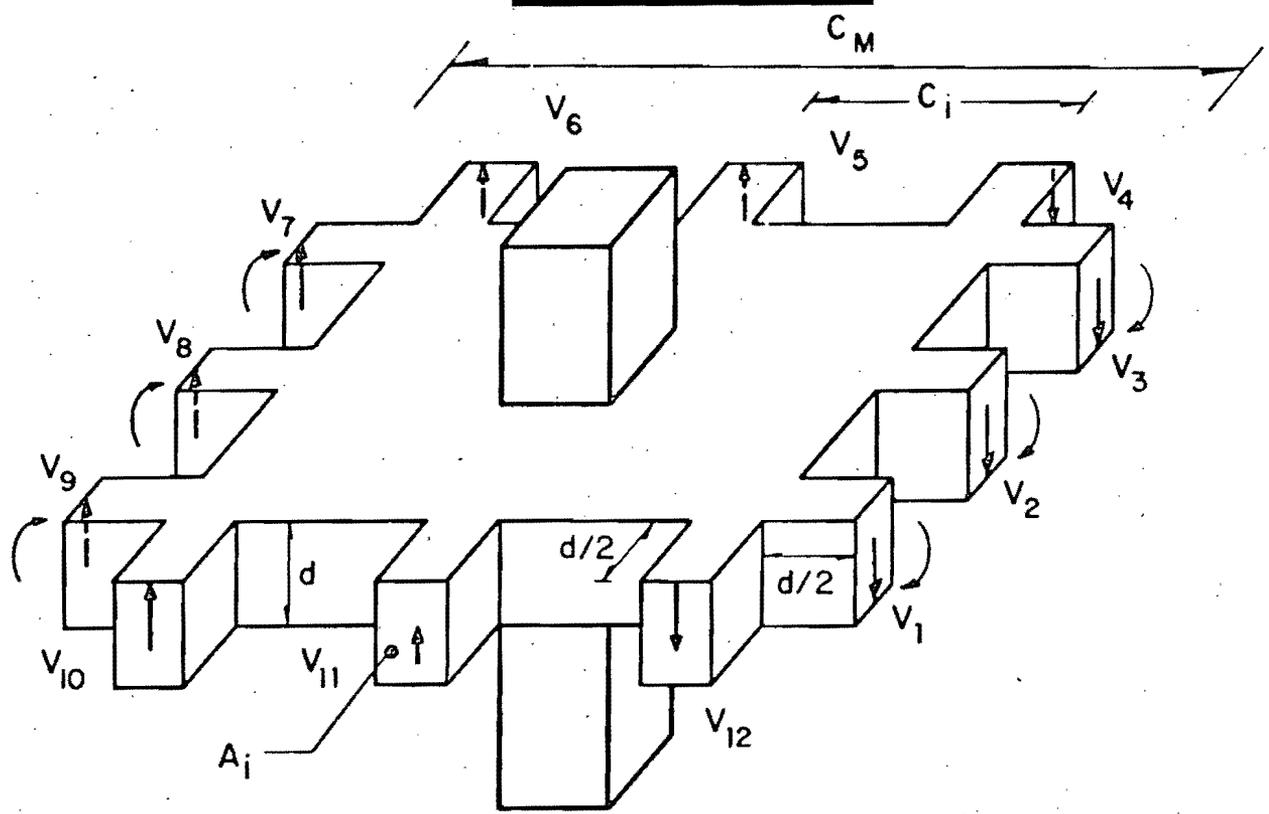
Fig 1.3 Mecanismos de falla por flexión en losas planas sujetas a cargas laterales



$$v_{AB} = \alpha (M_U^+ + M_U^-) \frac{C_{AB}}{J}$$

M_U^+ = Momento resistente positivo del tablero de losa
 M_U^- = Momento resistente negativo del tablero de losa

Fig 1.4 Esfuerzos cortantes actuantes en la conexión cuando se alcanza la capacidad de la losa en flexión



Cortantes debidos al momento de desbalanceo

Esfuerzo cortante en cada nervadura $v_i = \frac{C_i v_M}{C_M}$

Momento equilibrado por las fuerzas en cada nervadura $\alpha M_D = \sum A_i v_i C_i$

$\alpha M_D = \sum A_i C_i^2 \frac{v_M}{C_M}$ o sea $v_M = \frac{\alpha M_D C_M}{\sum A_i C_i^2}$

$v_i = \frac{C_i}{\sum A_i C_i^2} \alpha M_D$

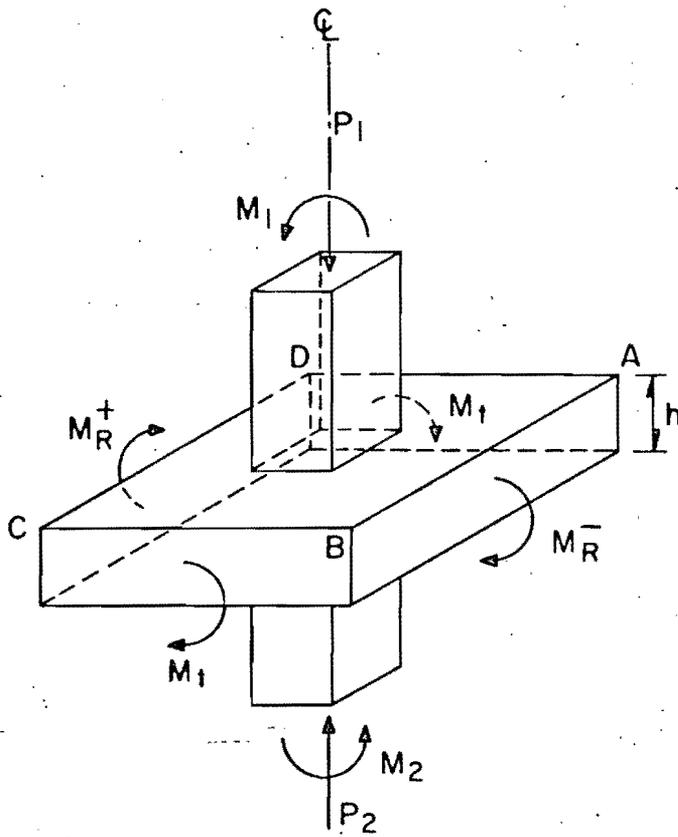
$V_i = v_i A_i = \frac{C_i A_i \alpha M_D}{\sum A_i C_i^2}$

Fuerza cortante en cada nervadura debido al momento de desbalanceo

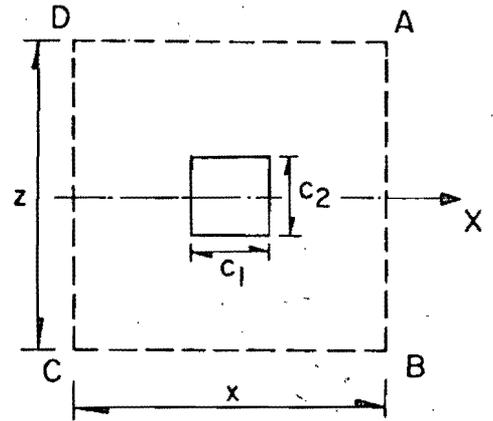
$V_{iTOT} = \frac{W A_i}{\sum A_i} + \frac{C_i A_i \alpha M_D}{\sum A_i C_i^2}$

Fuerza cortante debida a la carga vertical fuera de la zona critica, W, y al momento de desbalanceo

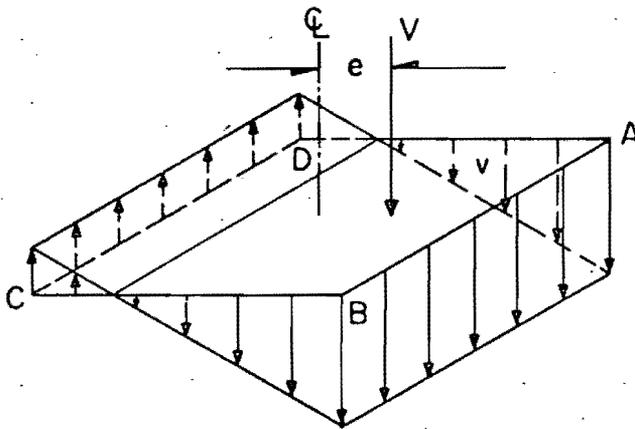
Fig 1.5 Revisión por cortante de las nervaduras



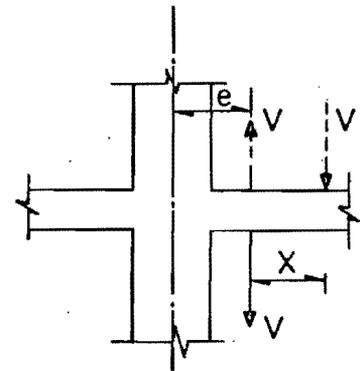
a) Fuerzas externas e internas actuantes en la conexión



c) Sección crítica



b) Esfuerzos cortantes actuantes en la conexión debidos a carga vertical y momento de desbalanceo



d) Excentricidad de la fuerza cortante

Fig 2.1 Fuerzas y esfuerzos actuantes en la conexión losa plana - columna

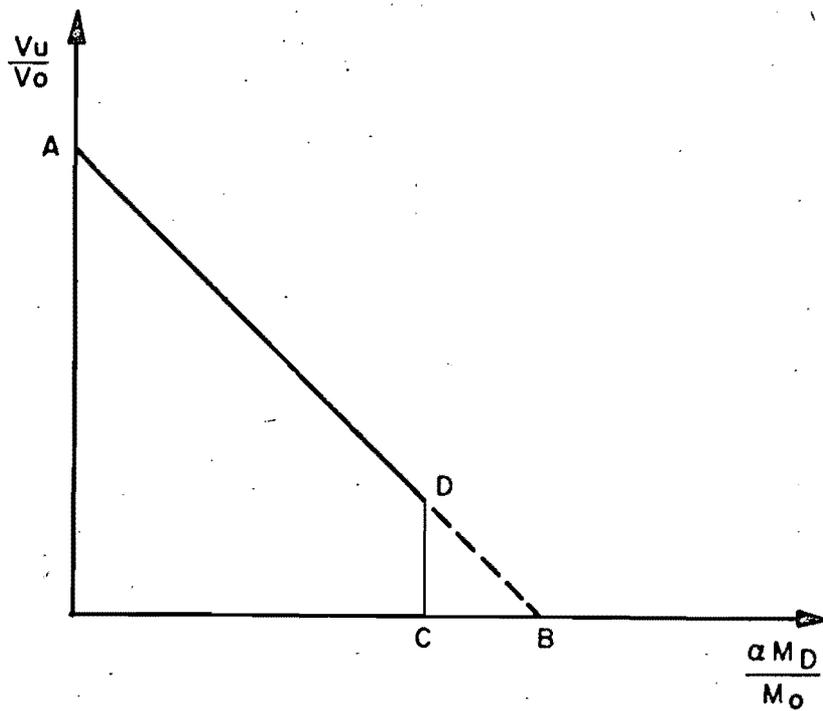


Fig 2.2 Relación $\frac{V_u}{V_o}$ con $\frac{M_D}{M_o}$

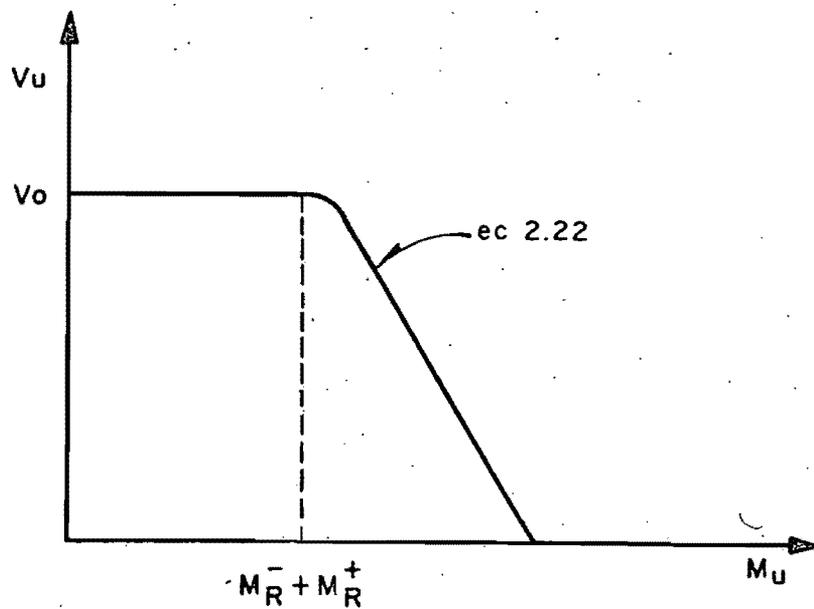
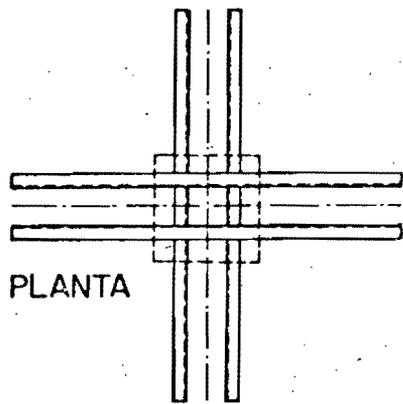
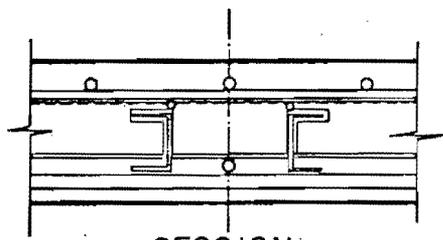


Fig 2.3 Diagrama de interacción $M_u - V_u$

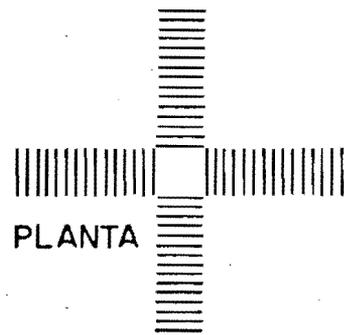


PLANTA

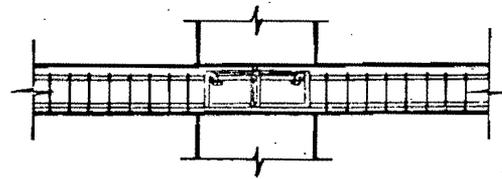


SECCION

a) Cruceta de acero

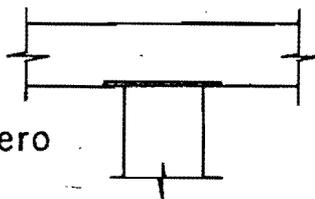
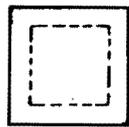


PLANTA

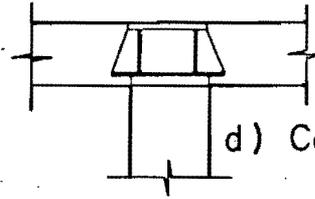
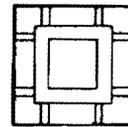


SECCION

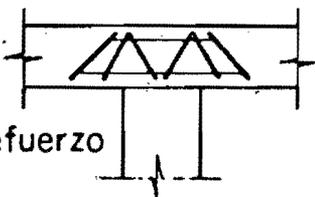
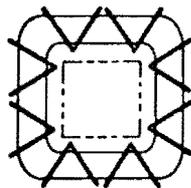
b) Viga embebida



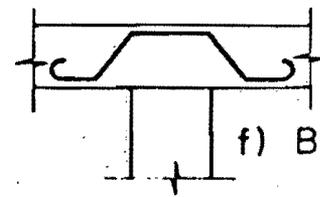
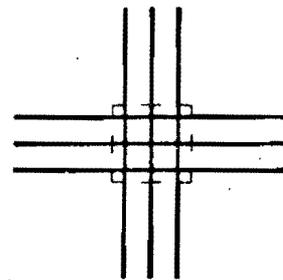
c) Placa de acero



d) Collar de acero



e) Canasta de refuerzo



f) Barras dobladas

Fig 2.4 Modalidades de refuerzo por cortante de conexiones losa plana-columna

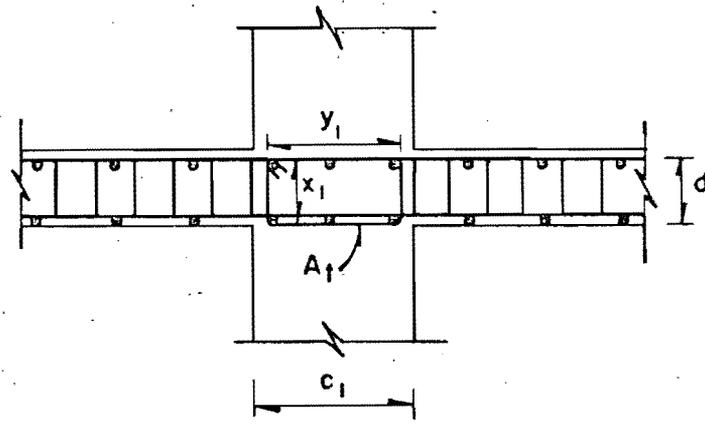
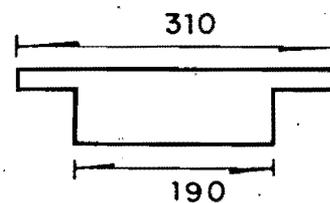
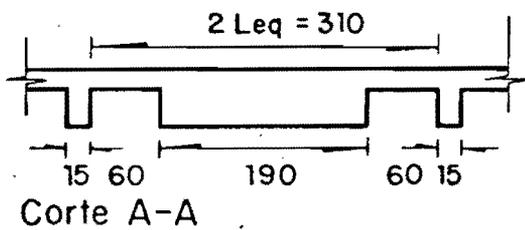
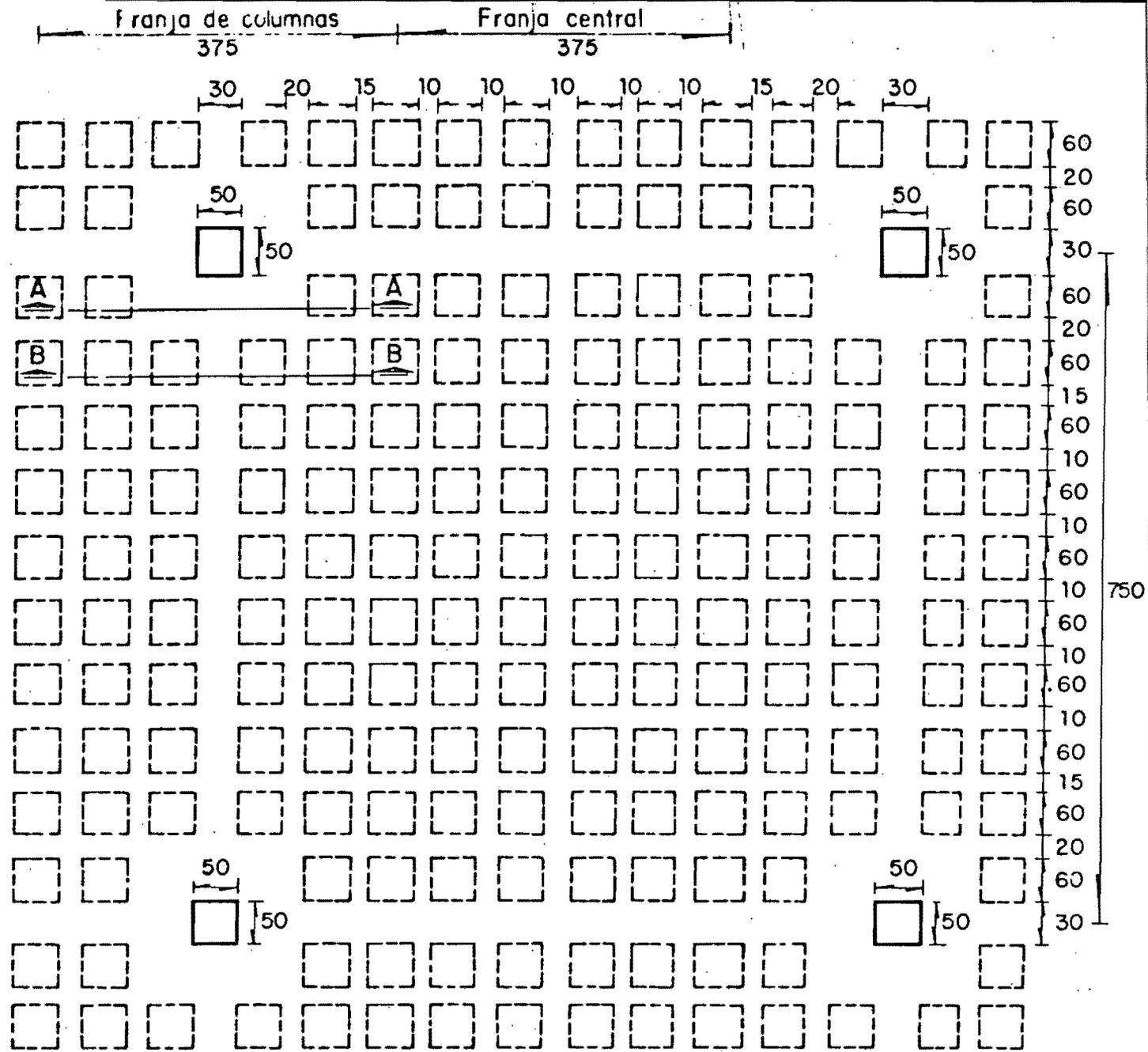
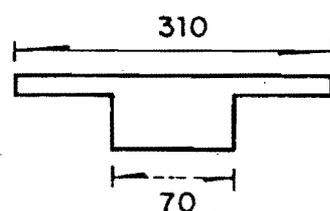
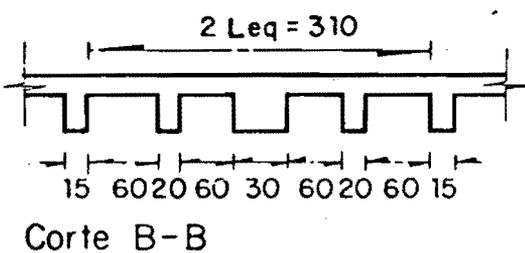


Fig 2.5 Conexión losa plana-columna con estribos



Acotaciones, en cm

$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 C_2$$



Sección de la viga equivalente

Fig 2.6 Tablero típico de losa aligerada y sección de la viga equivalente según RDF 76

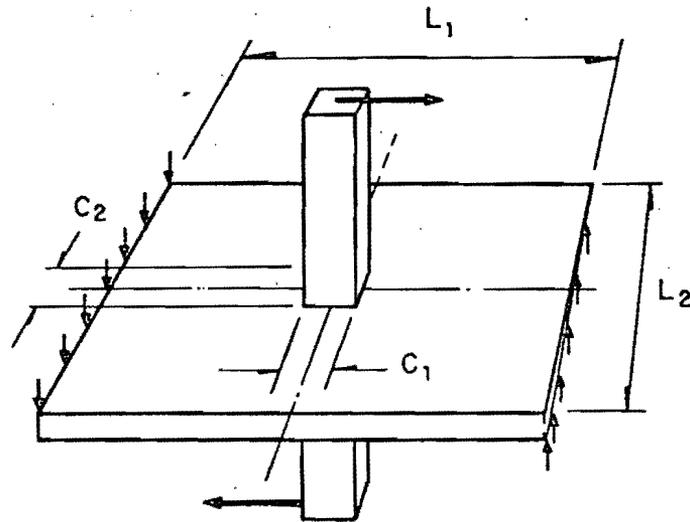


Fig 2.7 Conexión interior losa plana - columna

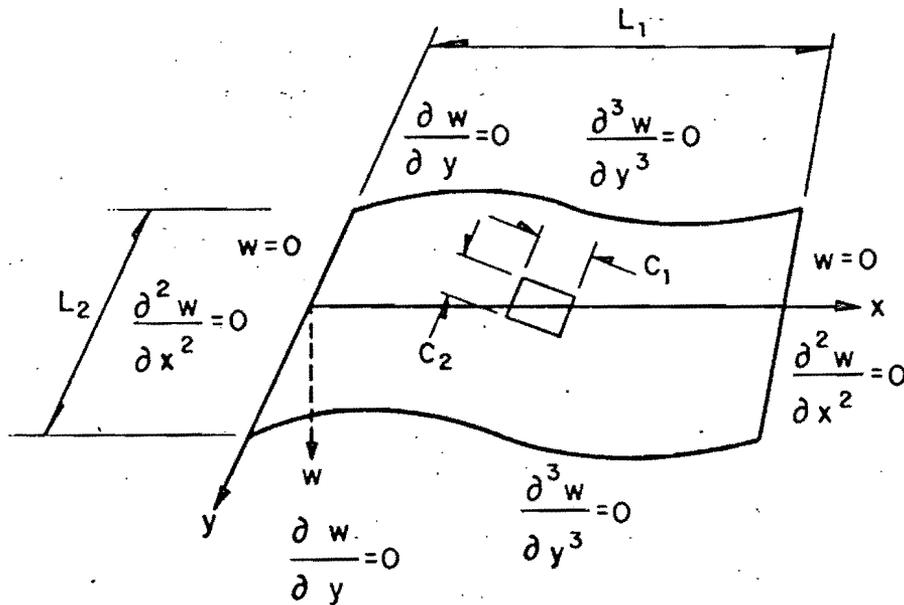


Fig 2.8 Modelo analítico

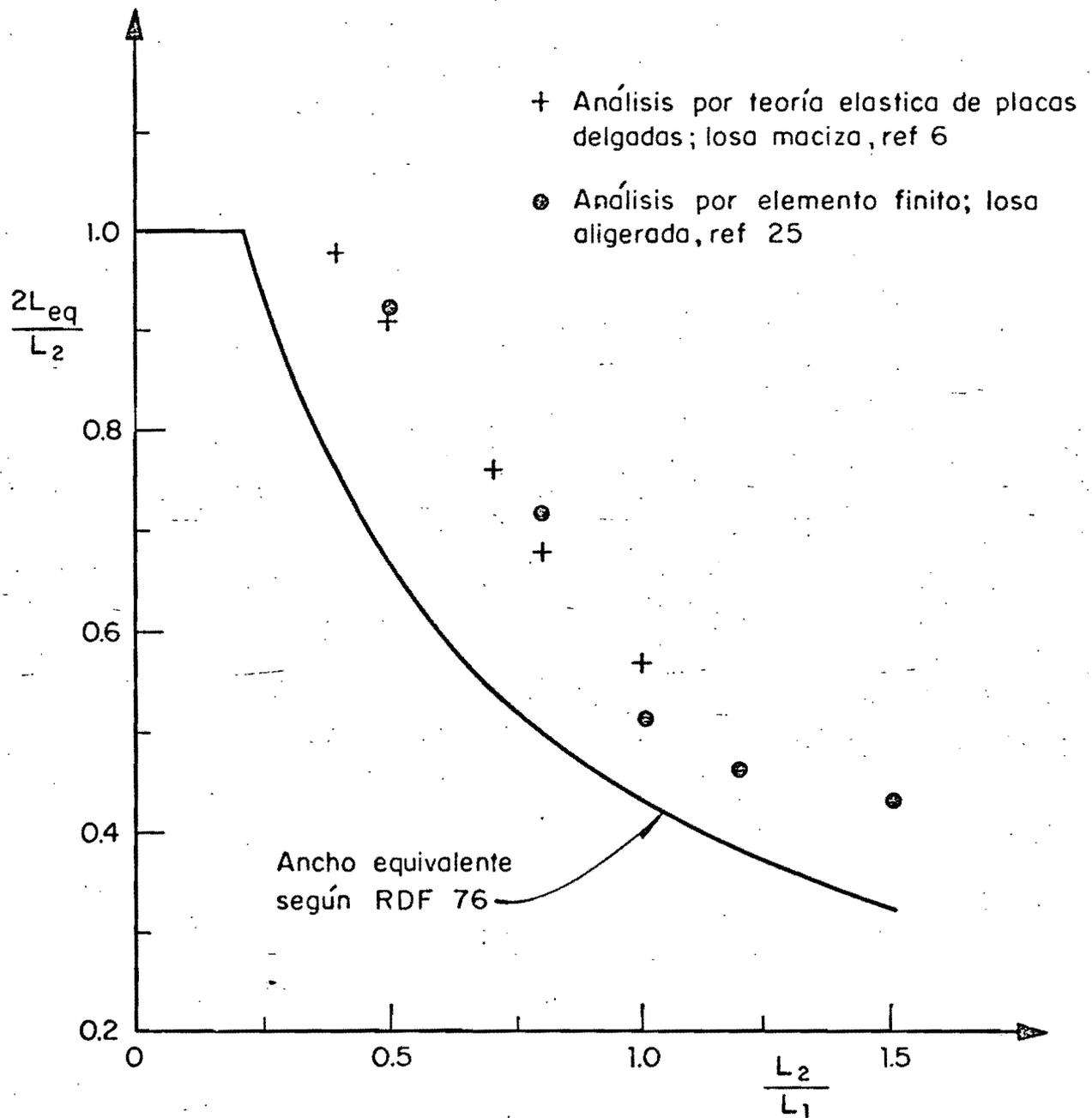
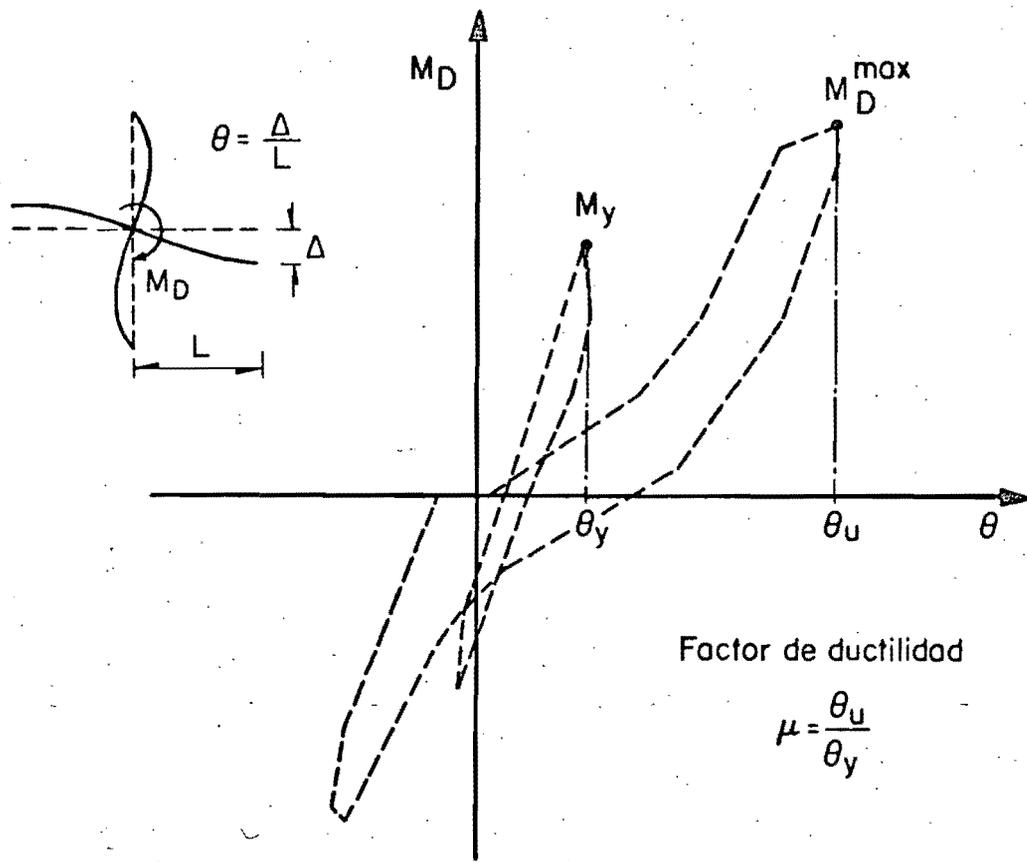
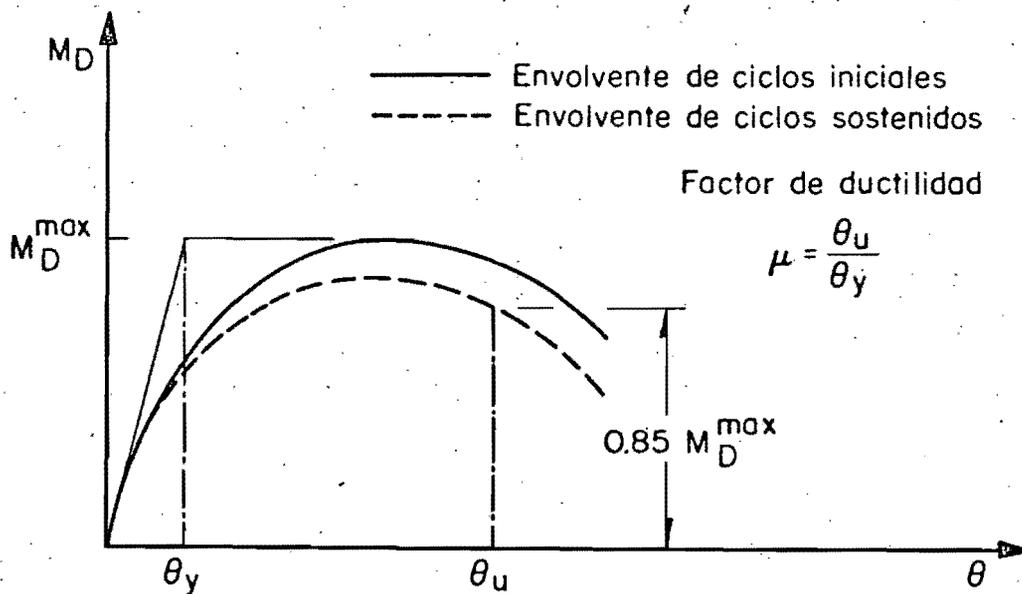


Fig 2.9 Comparación de criterios para determinación de rigideces de losas planas ante cargas laterales

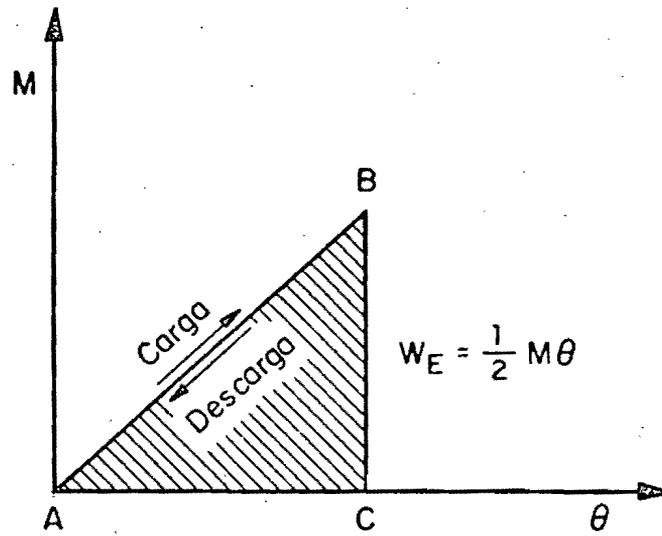


a)

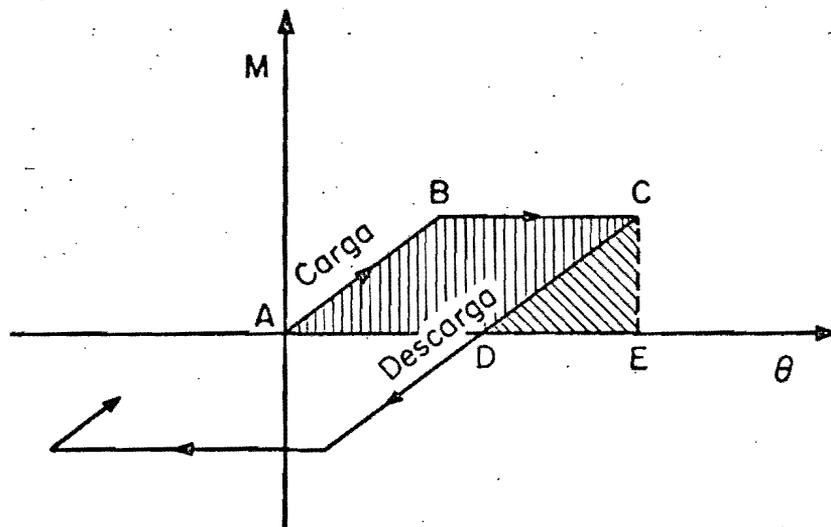


b)

Fig 2.10 Descripción de los parámetros empleados para definir ductilidad

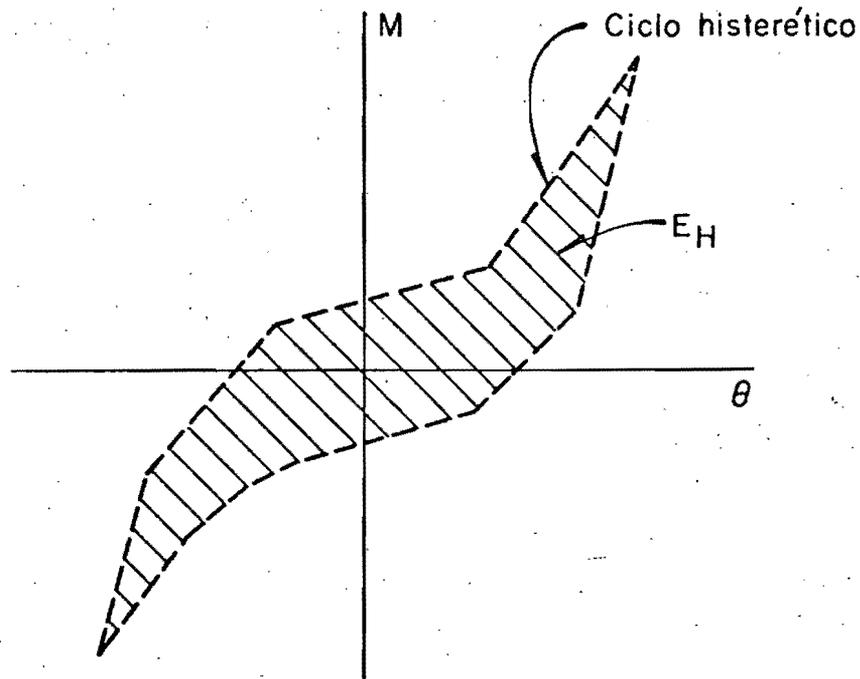


a) Comportamiento elástico lineal

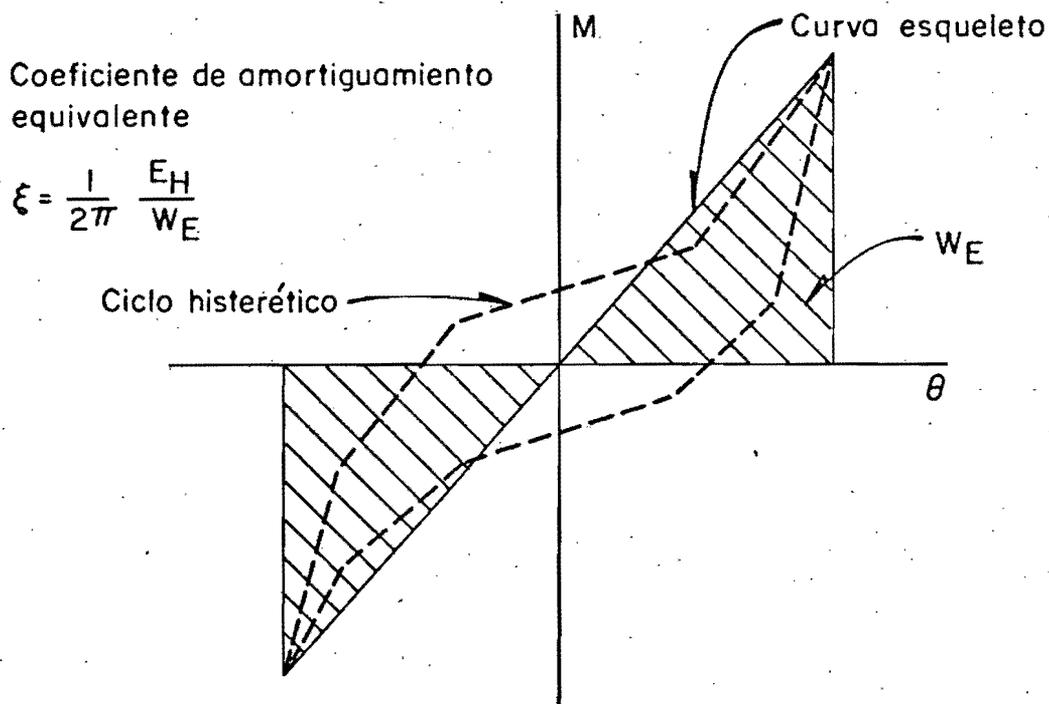


b) Comportamiento elastoplástico

Fig 2.11 Parámetros de las curvas histeréticas

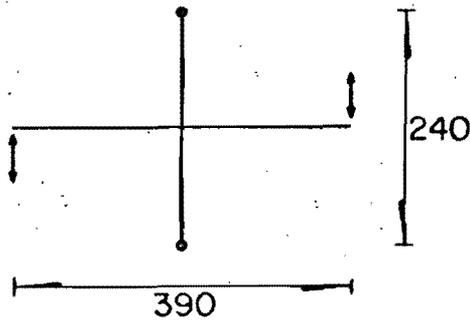
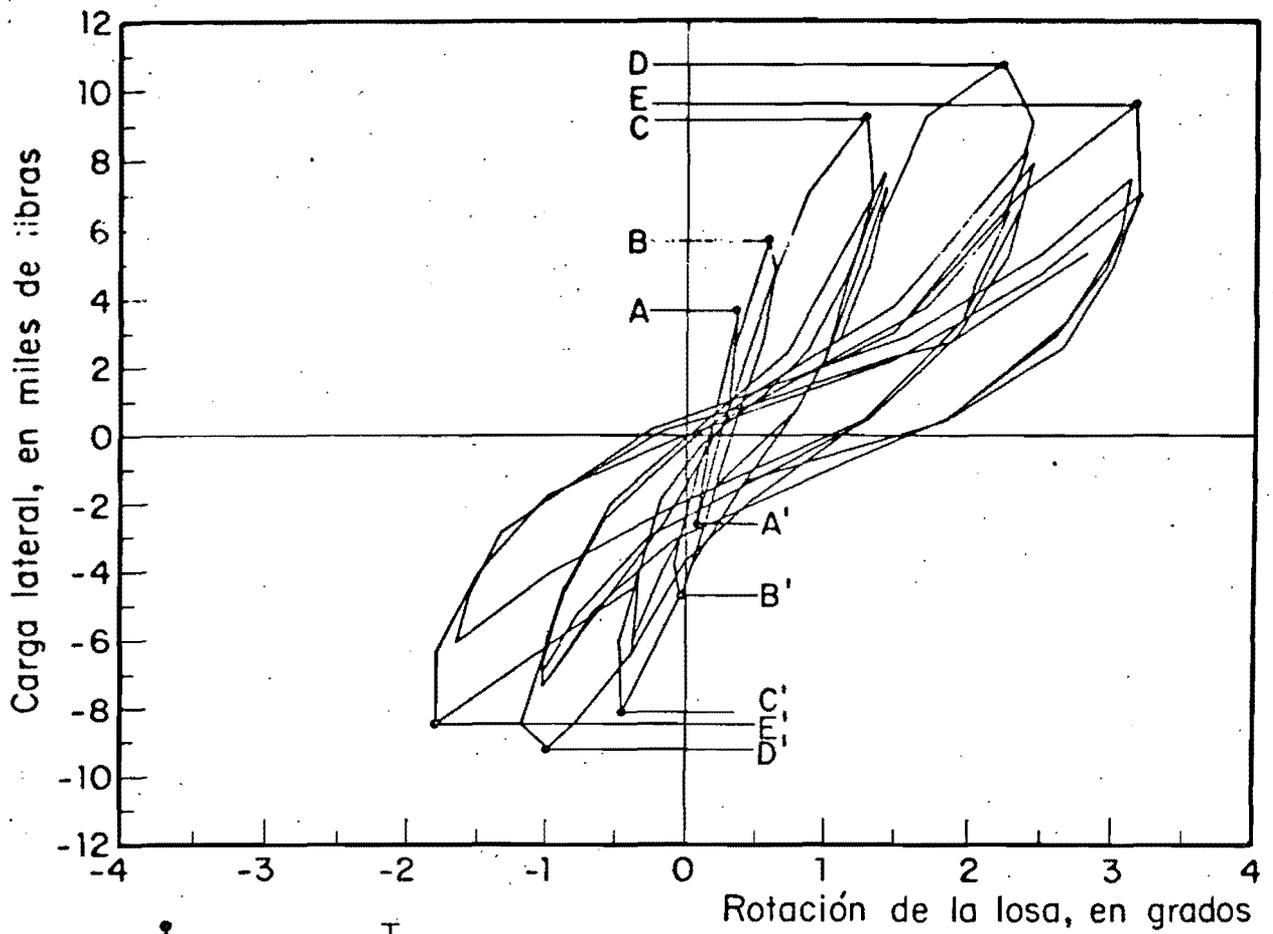


c) Capacidad de absorción de energía en el ciclo histérico



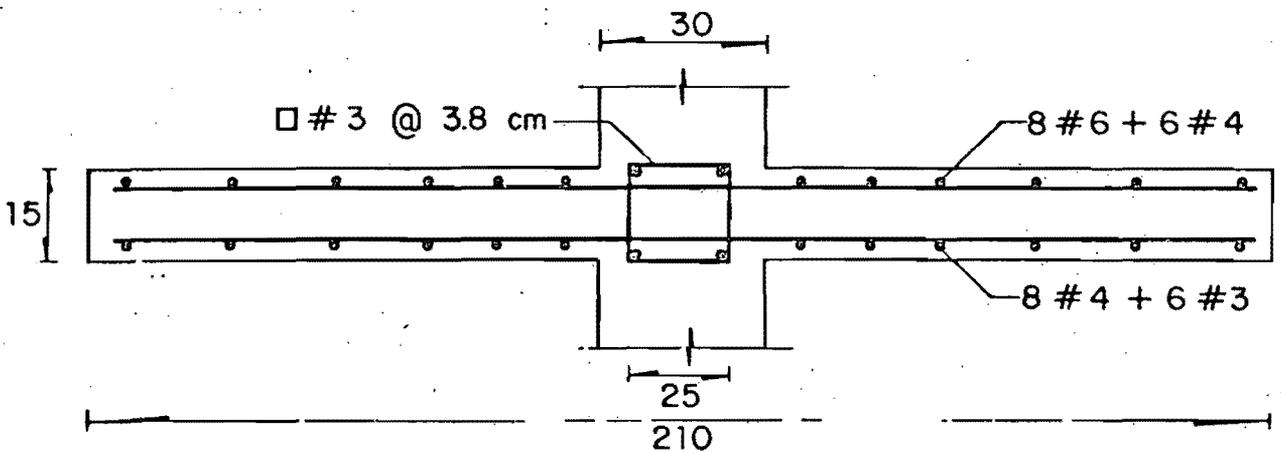
d) Definición del coeficiente de amortiguamiento equivalente

Fig 2.11 Parámetros de las curvas histéricas



Forma de ensaye

Acotaciones, en cm



Refuerzo en la sección transversal

Fig 2.12 Ensaye de una losa entre cargas alternadas ref 10

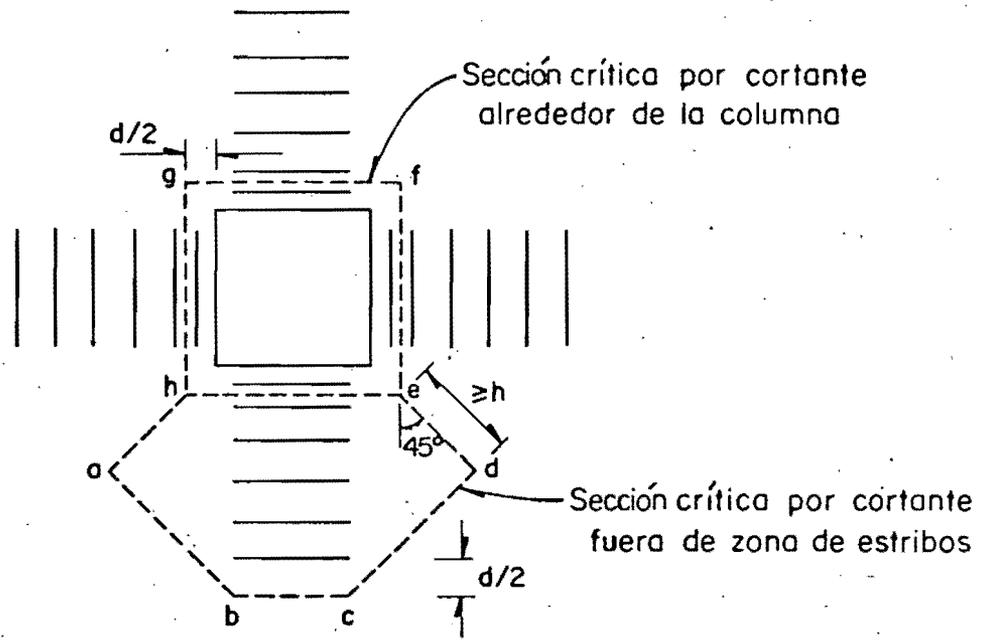


Fig 2.13 Secciones crítica por cortante

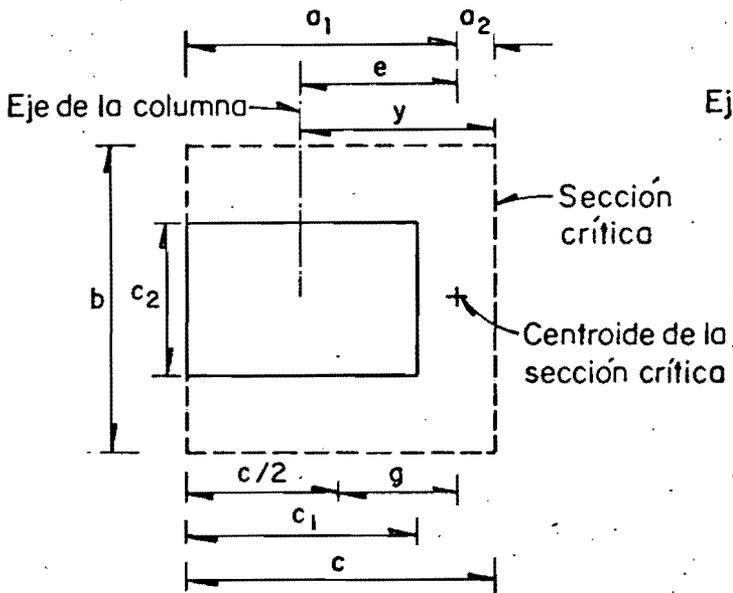


Fig 2.14 Geometría de una conexión de borde

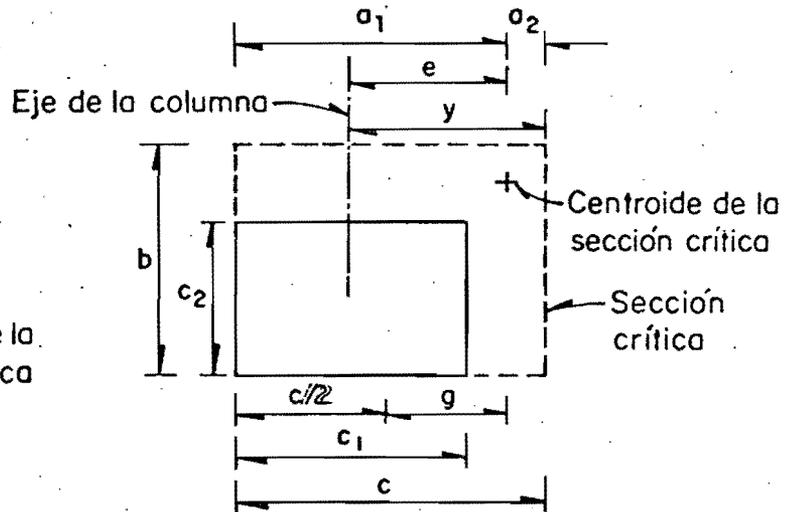


Fig 2.15 Geometría de una conexión de esquina

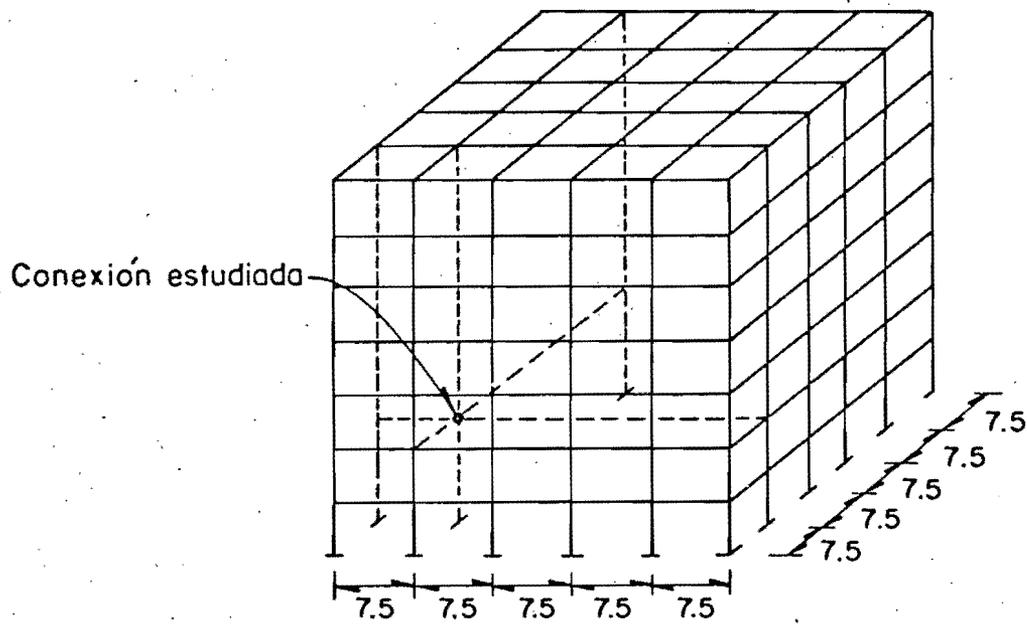


Fig 3.1 Geometría del edificio

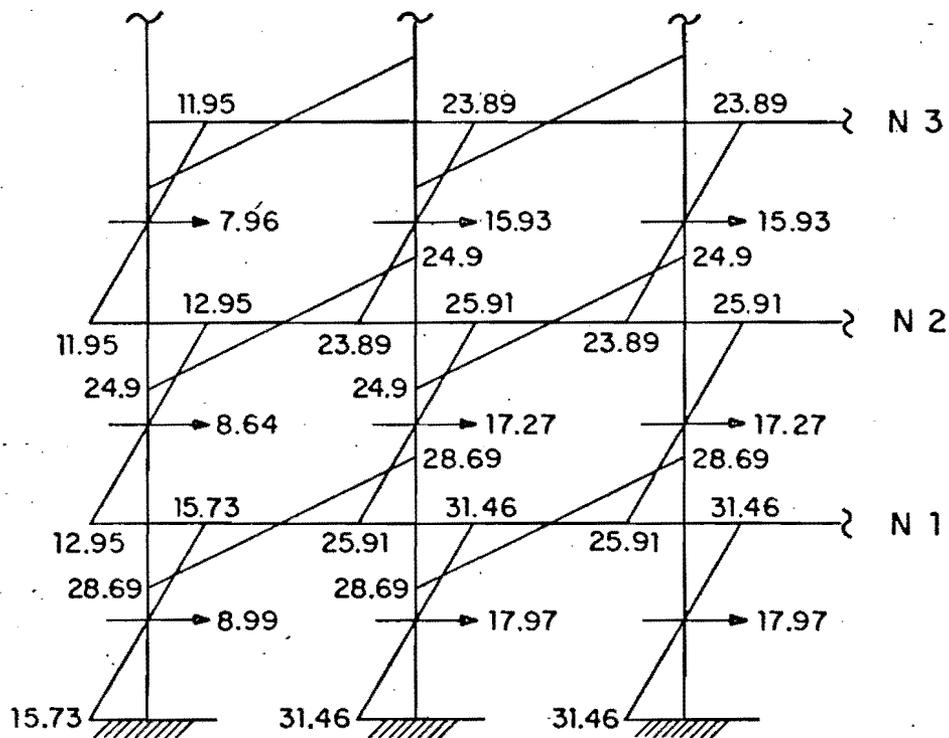
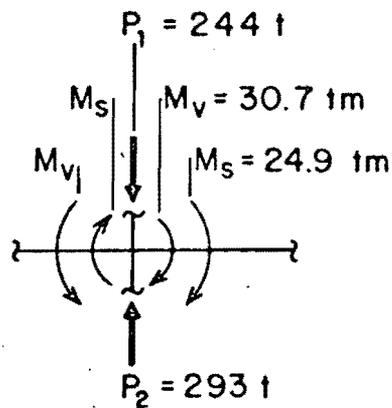


Fig 3.2 Diagrama de momentos (t-m) y cortantes (t) sísmicos últimos para vigas y columnas



M_V = momento por cargas verticales
 M_S = momento por sismo

Fig 3.3 Fuerzas de diseño en la conexión prototipo elegida

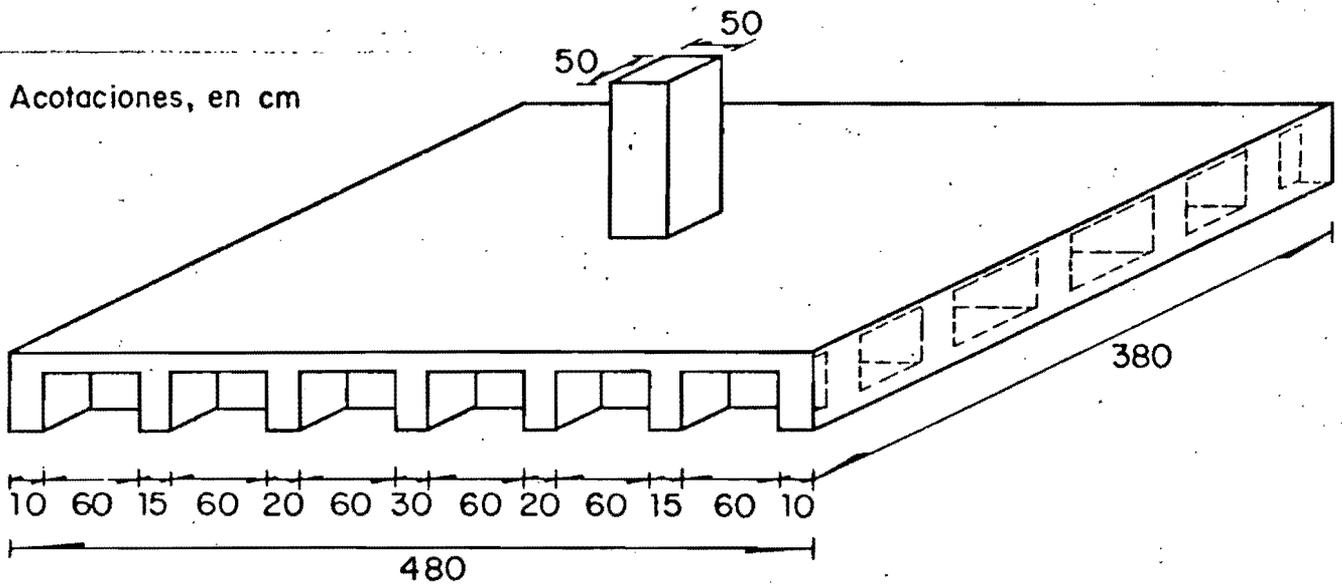


Fig 3.4 Zona de conexión reproducida en los especímenes

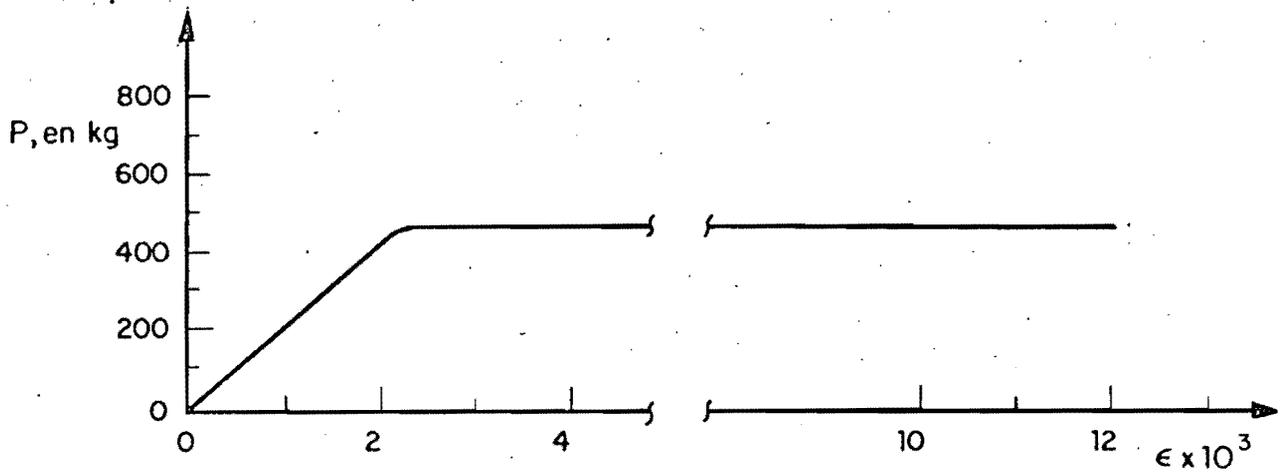


Fig 3.5 Curva carga-deformación típica para el acero de refuerzo por flexión, ϕ 5/32"

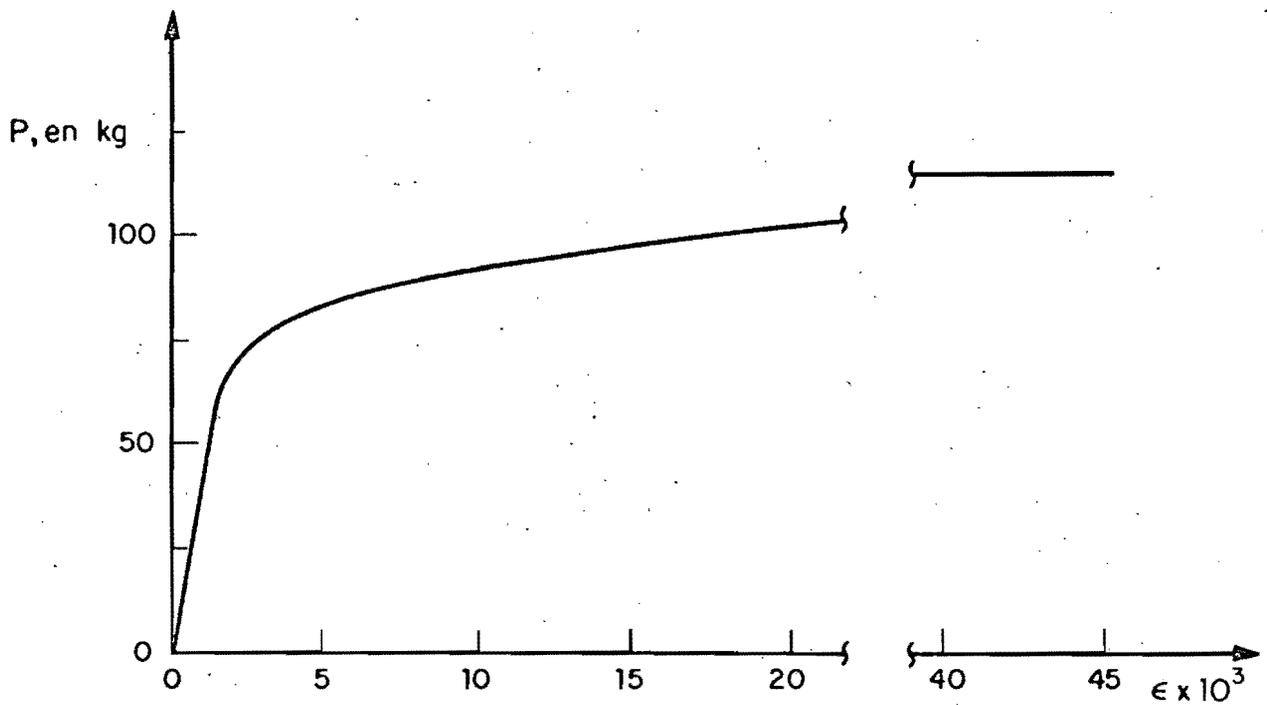


Fig 3.6 Curva carga-deformación típica para el acero utilizado en estribos

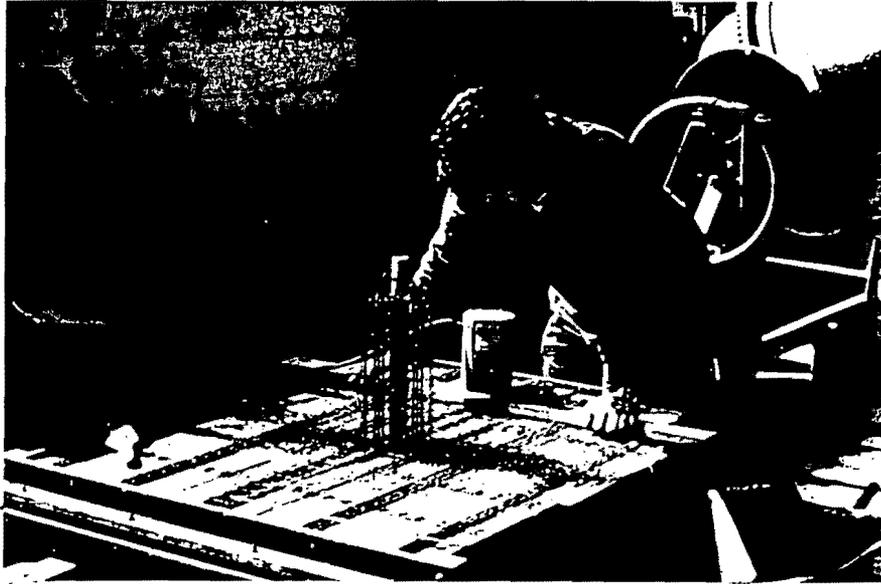
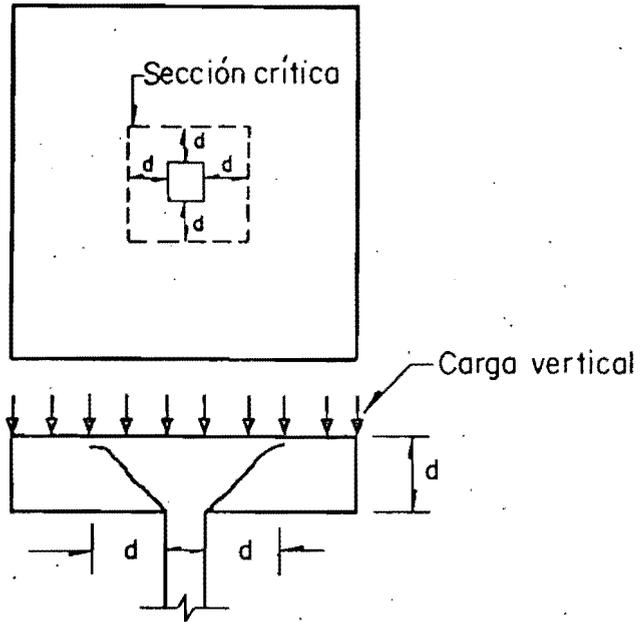
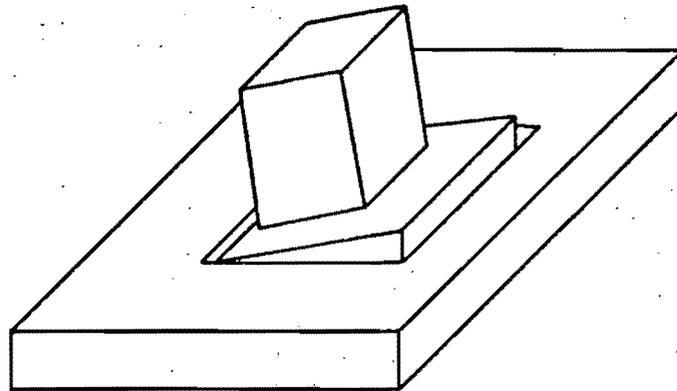


Fig 3.7 Operación de vibrado en el proceso de colado de un espécimen

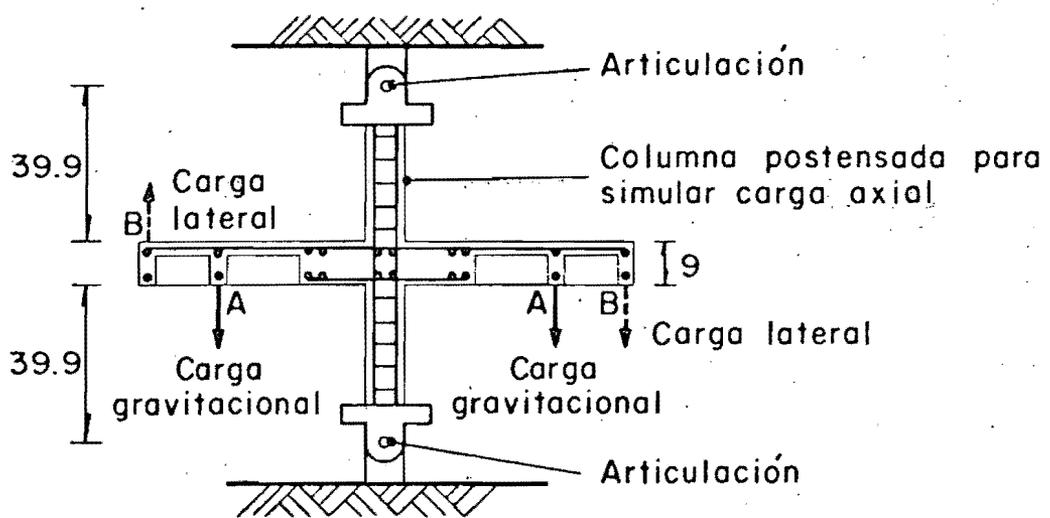
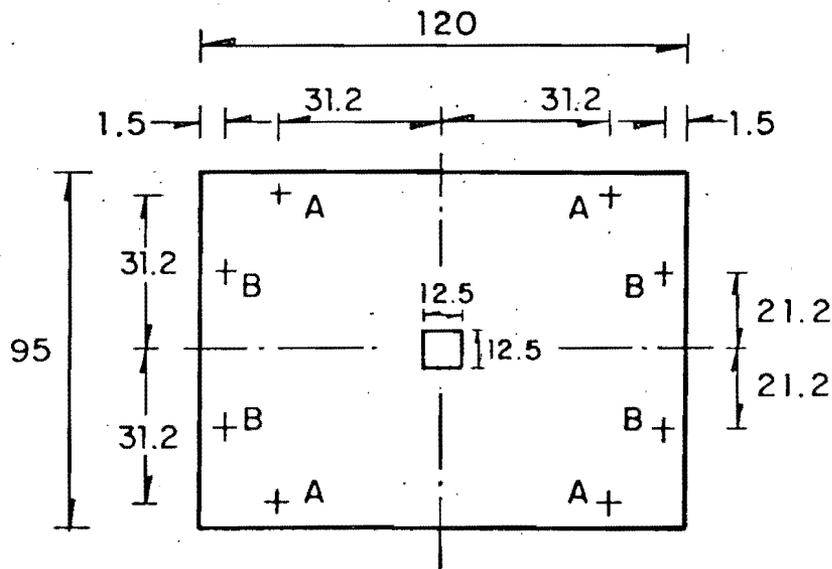


a) Falla por cortante debida a carga vertical



b) Falla por cortante debida a momento de desbalanceo

Fig 1.2 Modos de falla por cortante en la conexión losa plana-columna



Acotaciones, en cm

Fig 3.8 Forma de ensaye

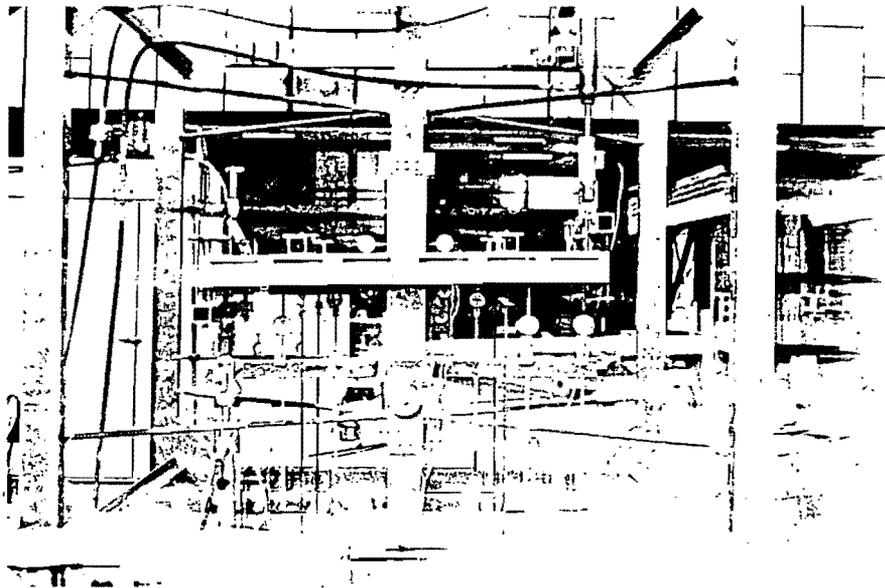


Fig 3.9 Espécimen típico colocado en el marco de prueba

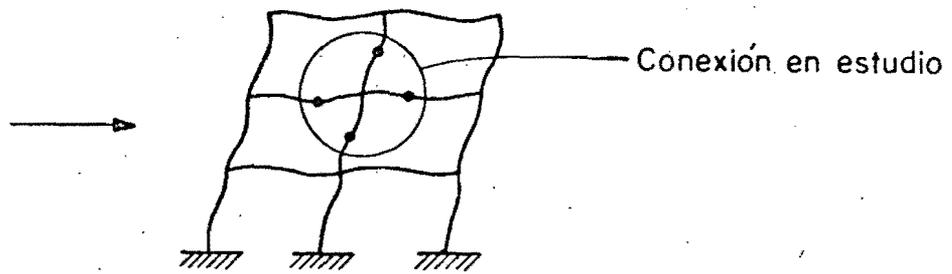


Fig 3.10 Estructura sujeta un movimiento sísmico

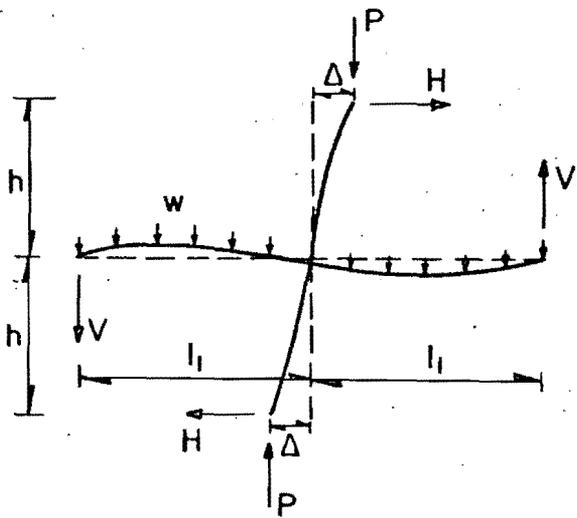


Fig 3.11 Estado real de carga en la conexión losa - columna

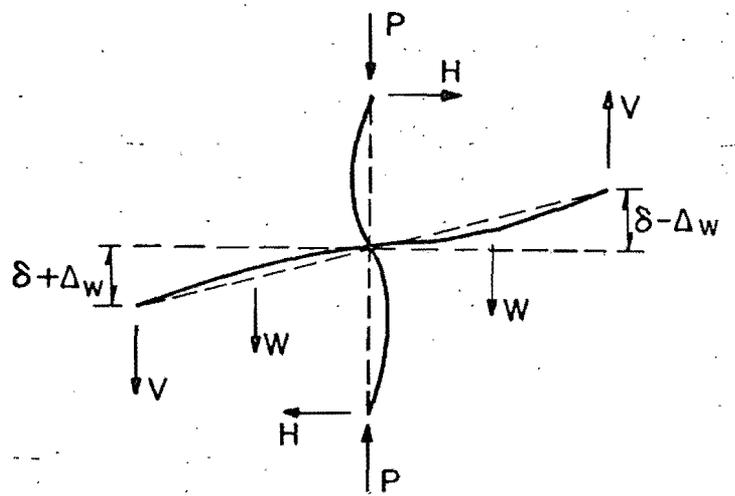
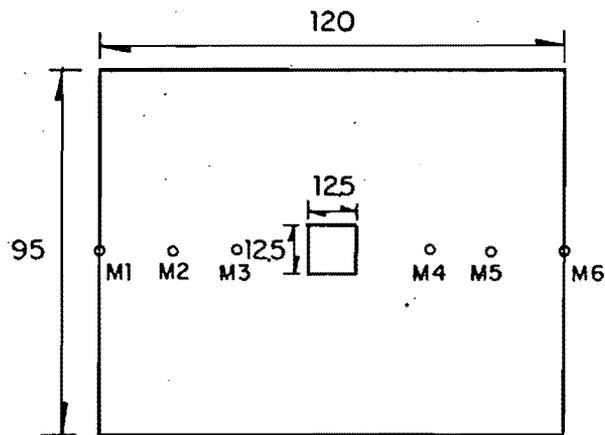


Fig 3.12 Estado de cargas aplicado al modelo losa - columna



Acotaciones en cm

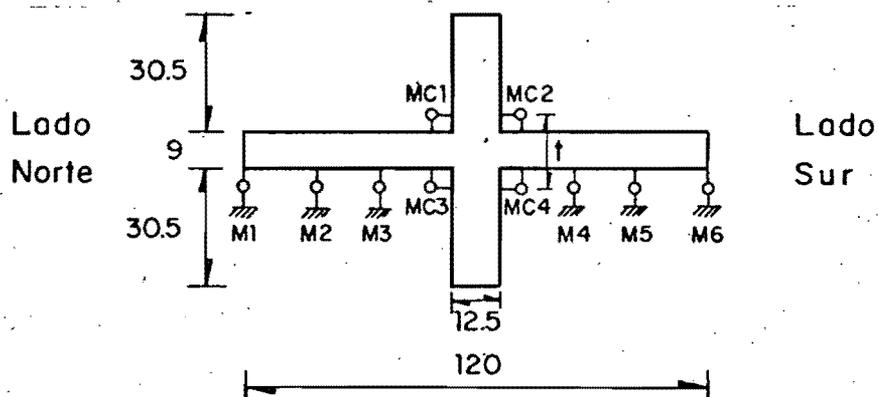


Fig 3.13 Micrómetros colocados en el modelo

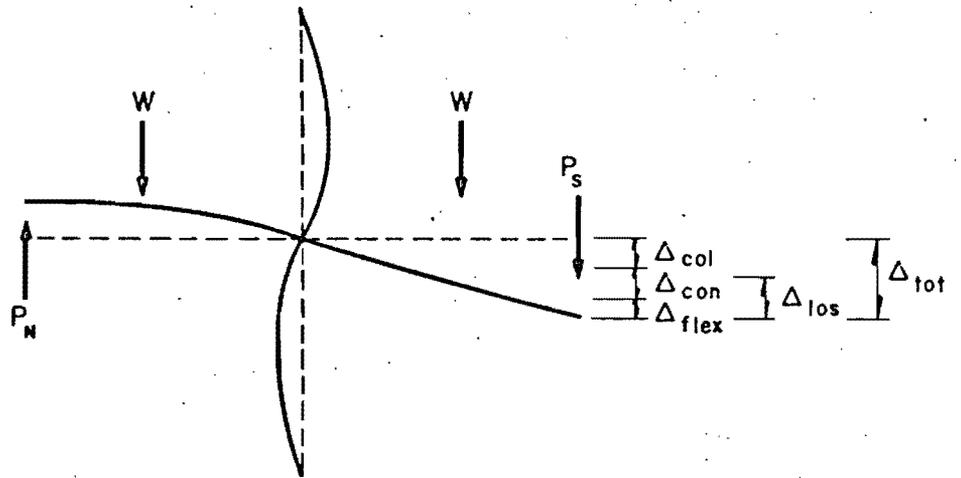
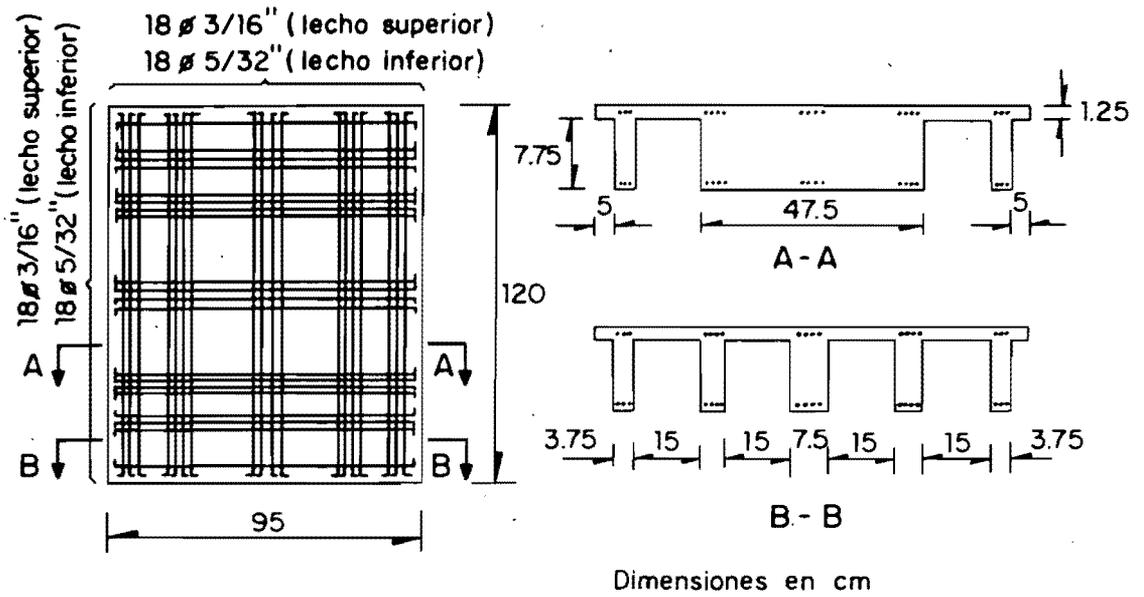
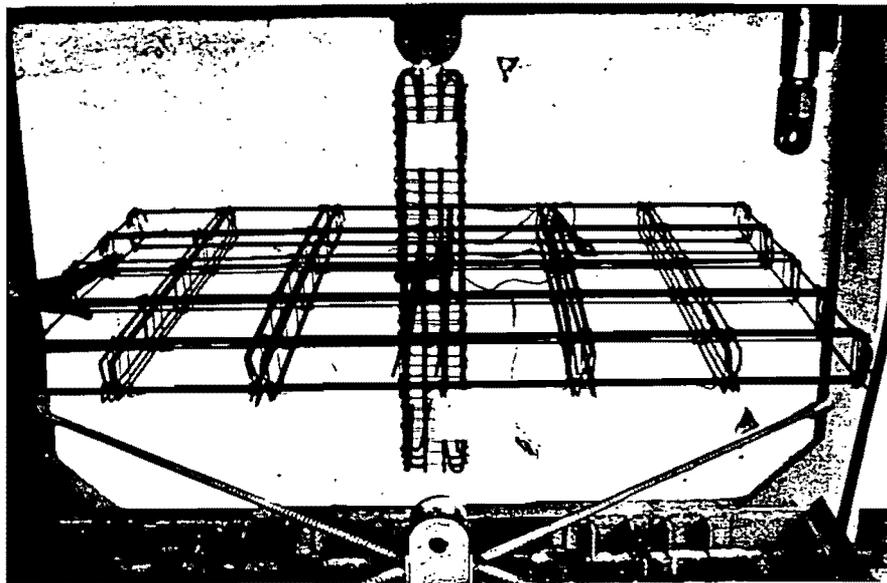


Fig 4.1 Desplazamientos en el modelo



a) Espécimen E1A, arreglo del refuerzo



b) Espécimen antes de ser colocado en la cimbra

Fig 4.2 Espécimen E1A, arreglo del refuerzo

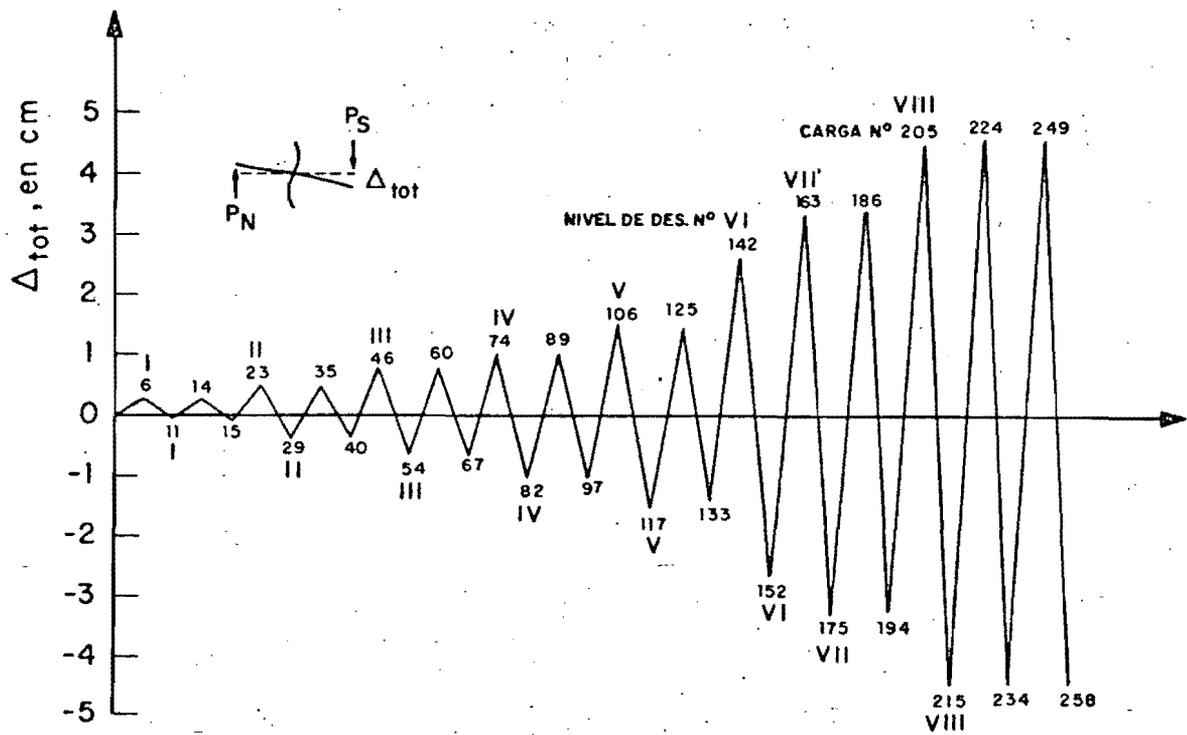


Fig 4.3 Espécimen E1A. Historia de desplazamientos (Δ_{tot}) para las cargas máximas de cada ciclo, lado sur ^{tot}

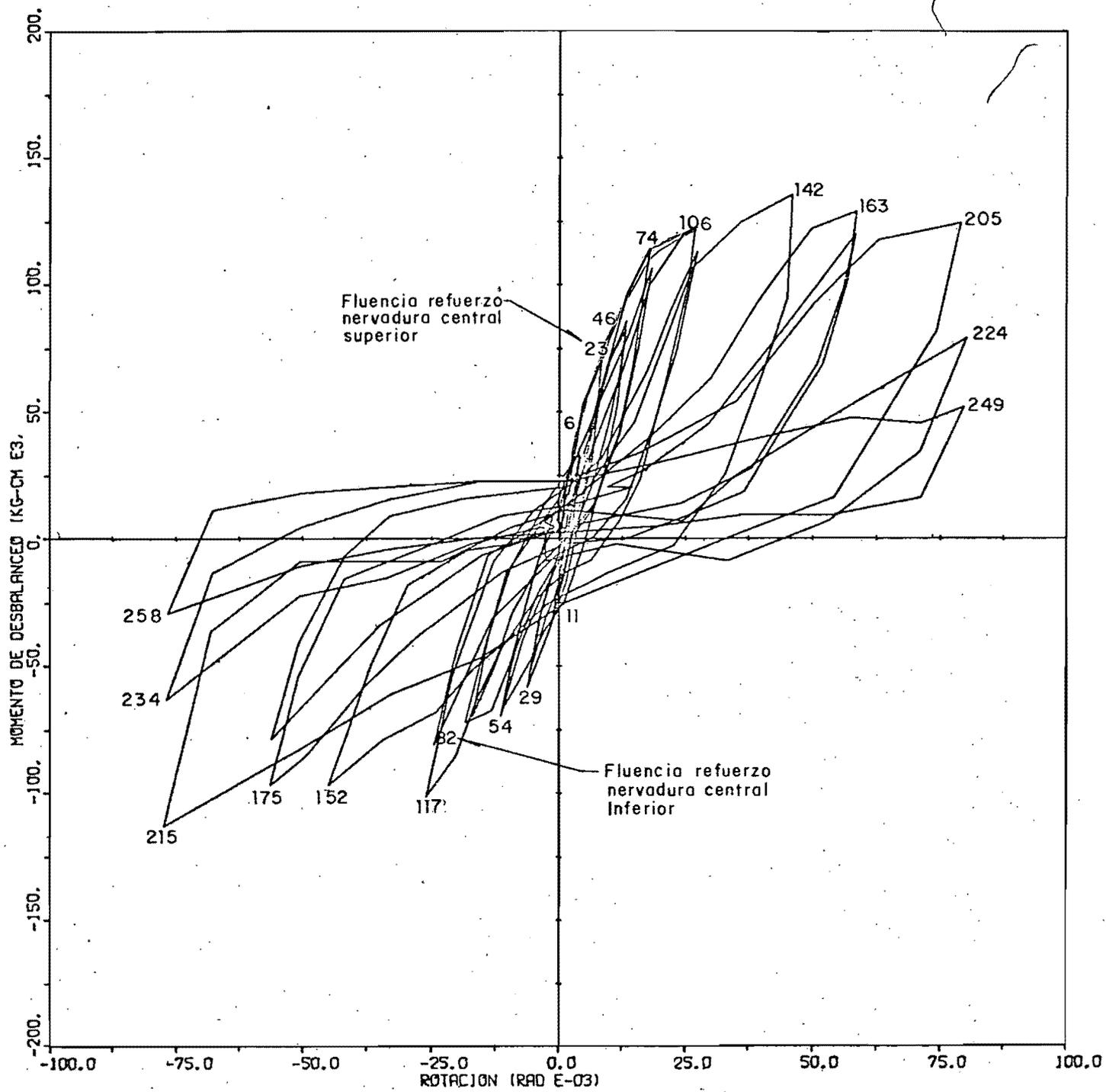


Fig 4.4 Espécimen E1A. Curvas histeréticas M-θ

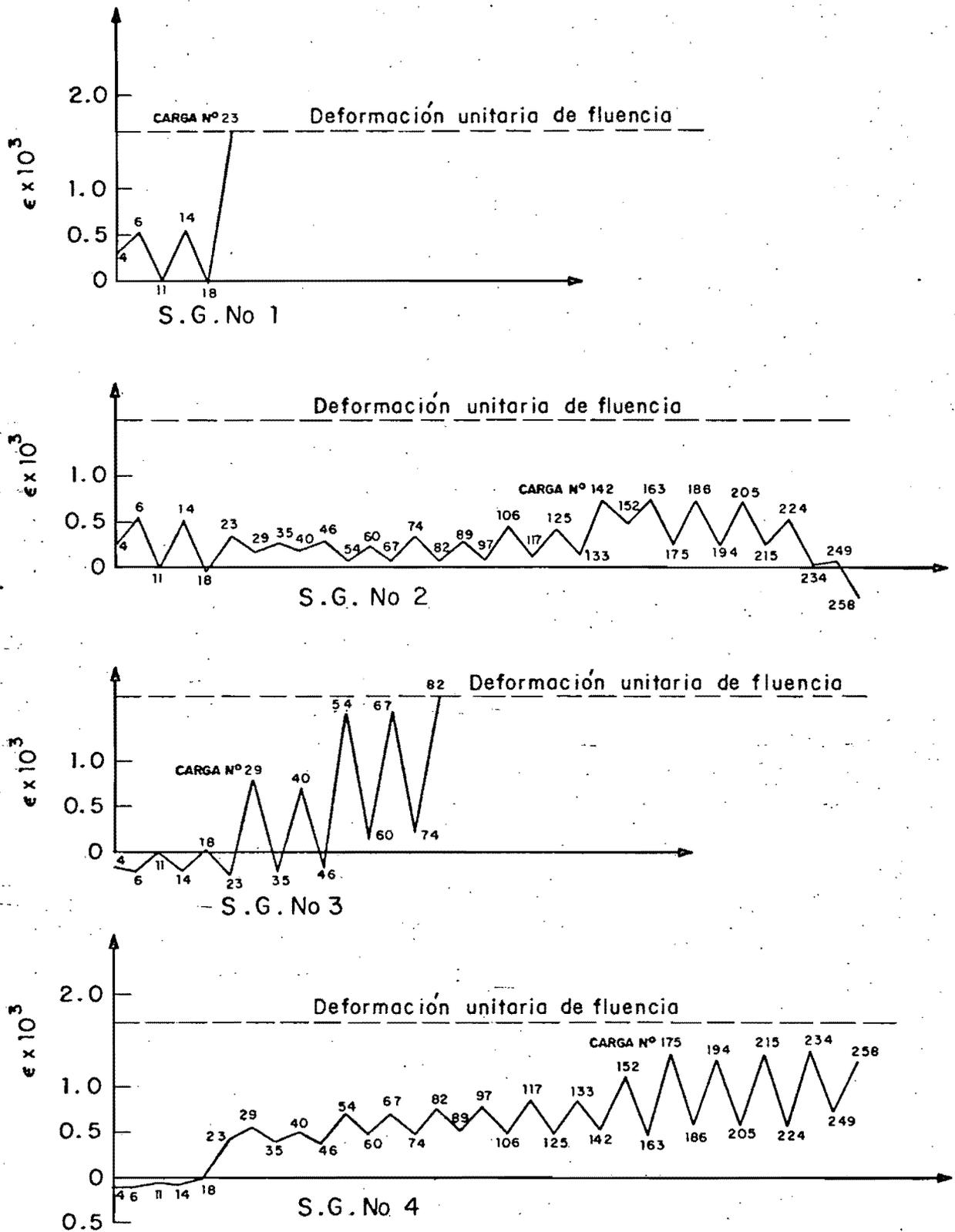
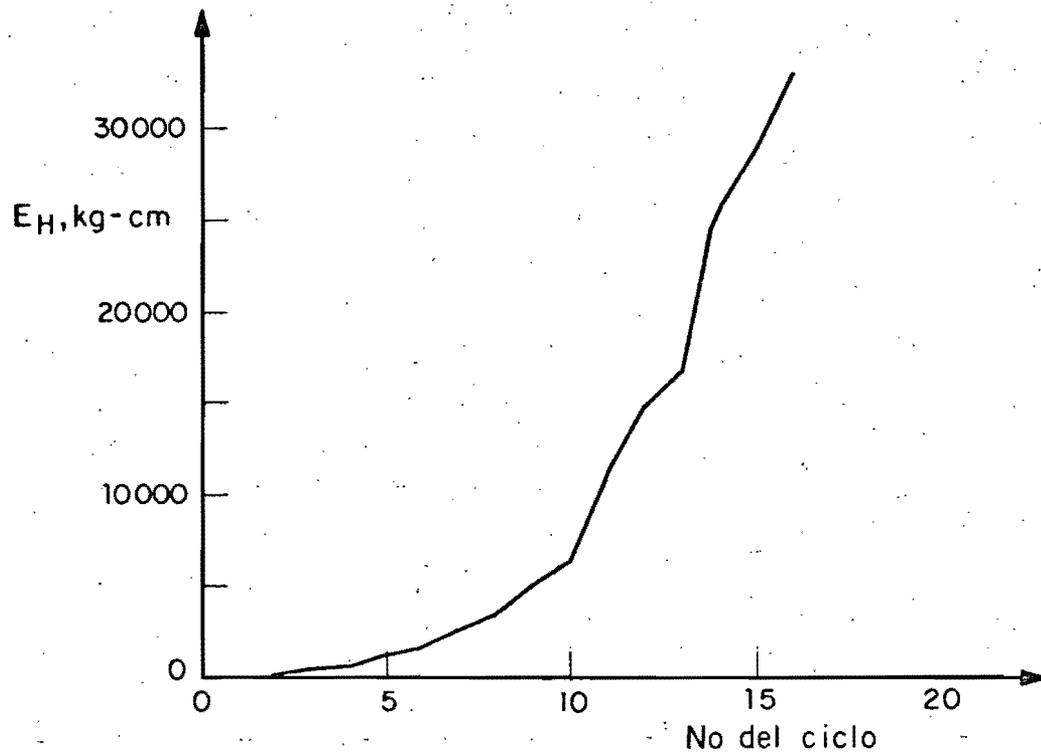
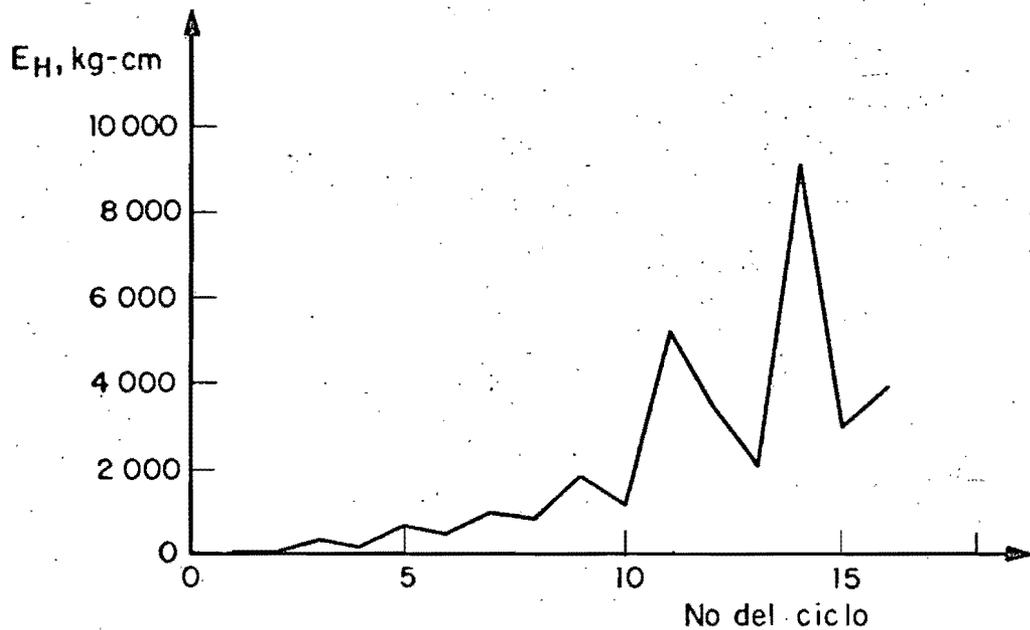


Fig 4.5 Espécimen E1A. Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain gages" para las cargas máximas de cada ciclo



a) Energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo



b) Energía disipada por deformación en cada ciclo

Fig 4.6 Espécimen E1A. Energía disipada por deformación

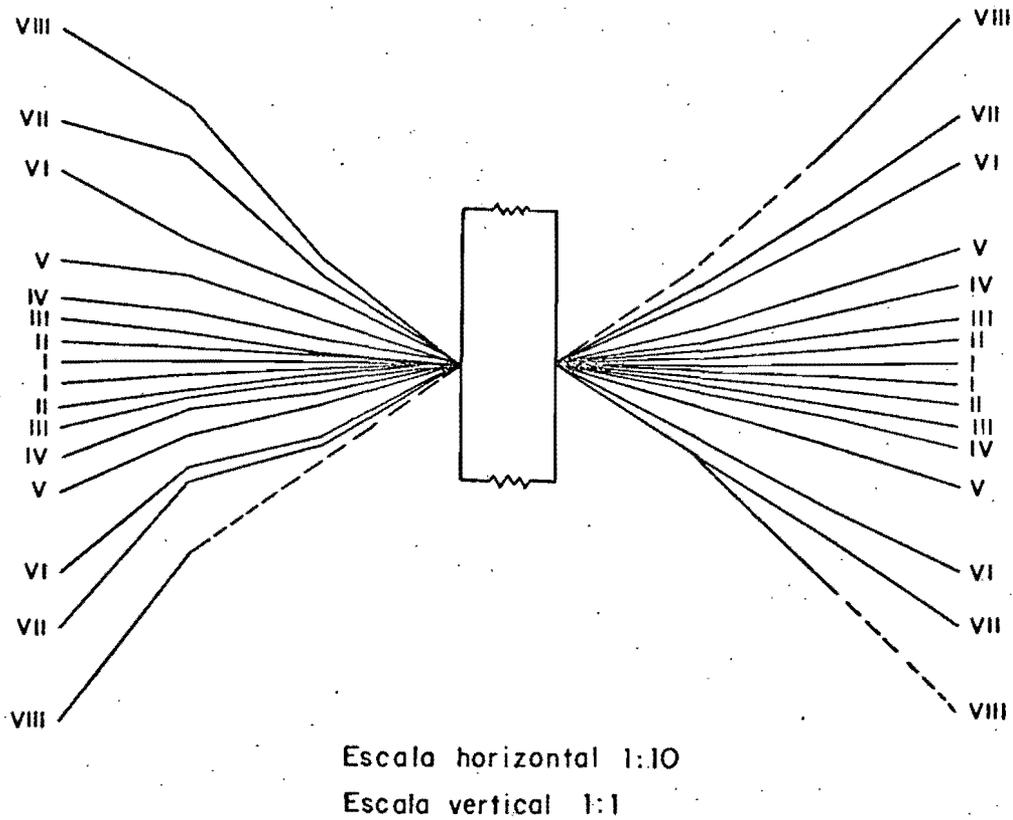
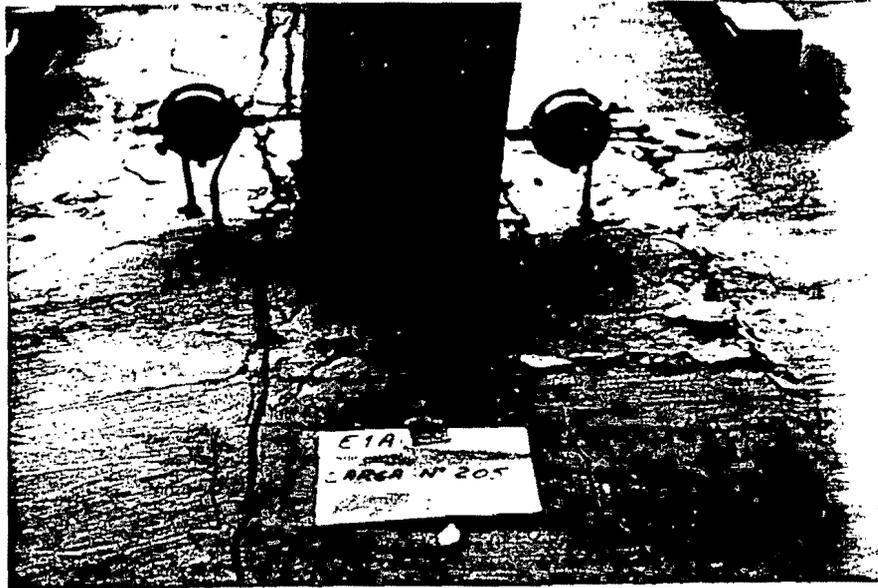
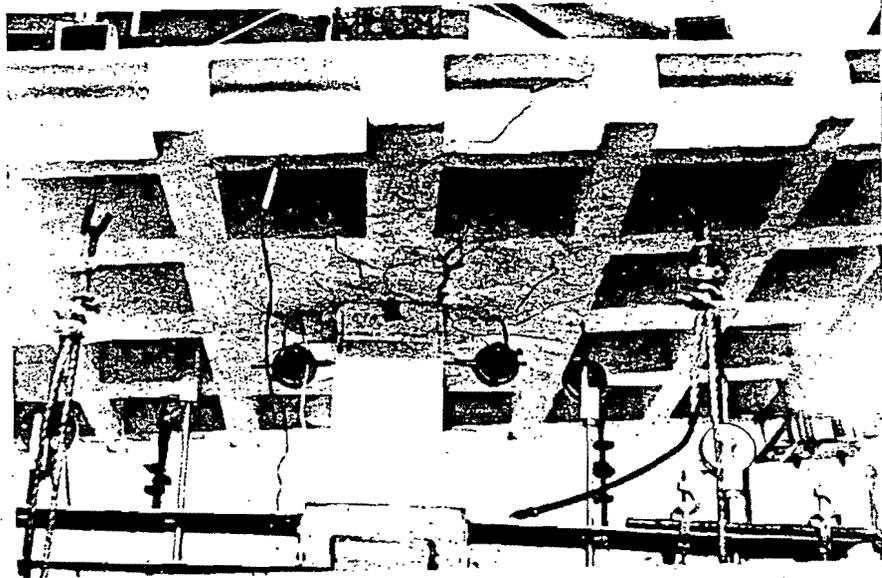


Fig 4.7 Espécimen E1A - perfiles de la losa para las cargas máximas del ciclo inicial de cada nivel de desplazamientos



a) Carga No 205



b) Carga No 205

Fig 4.8 Espécimen EIA. Configuraciones del agrietamiento y modo de falla



c) Carga No 243



d) Carga No 243

Fig 4.8 Espécimen E1A. Configuraciones del agrietamiento y modo de falla

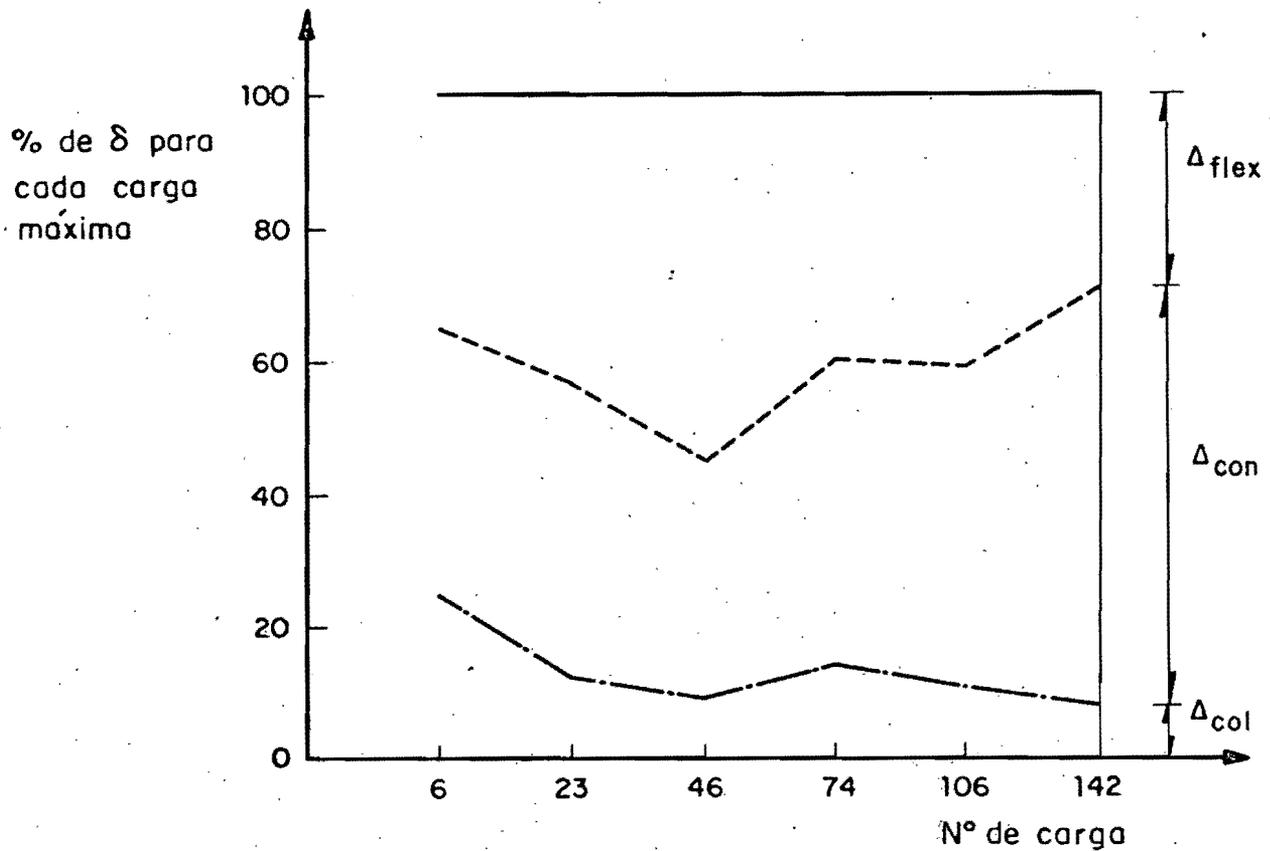
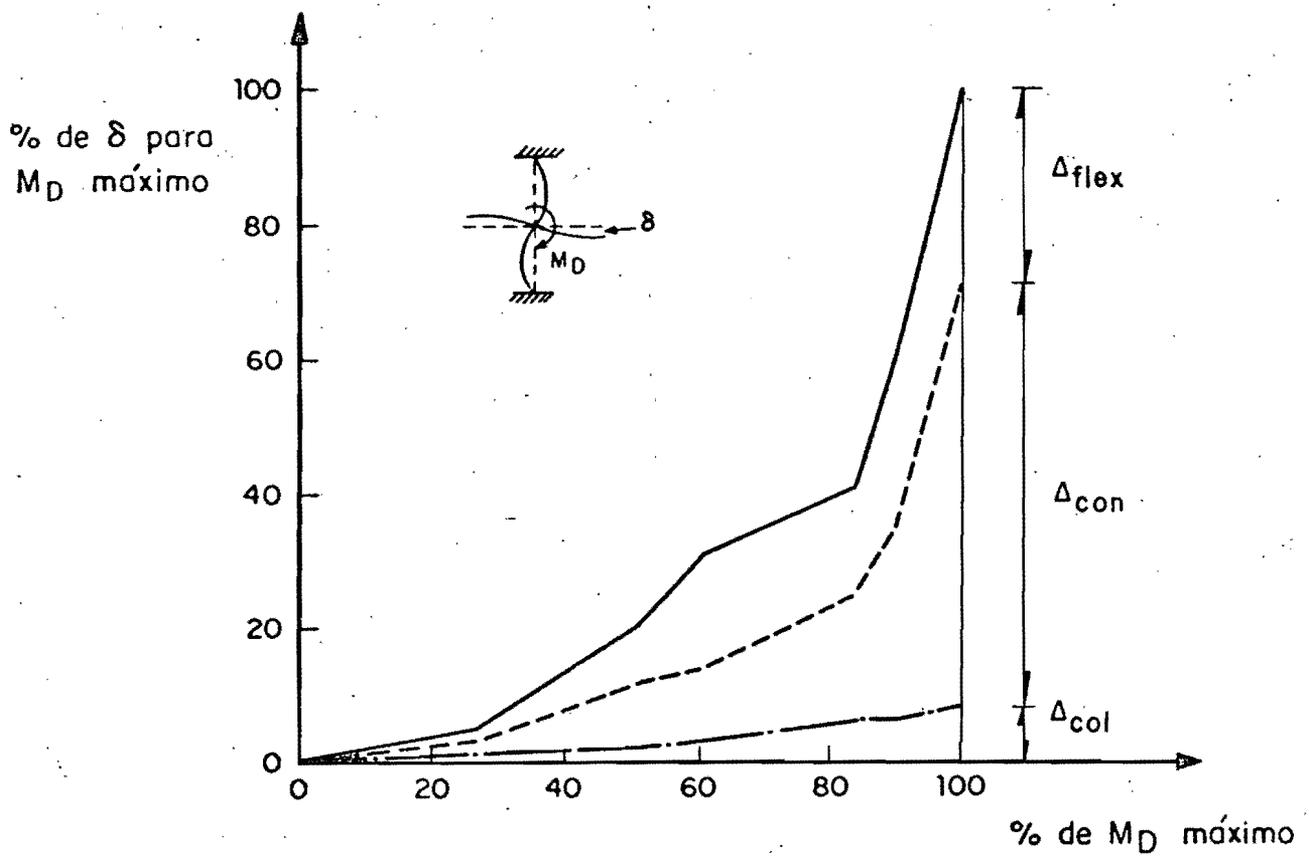
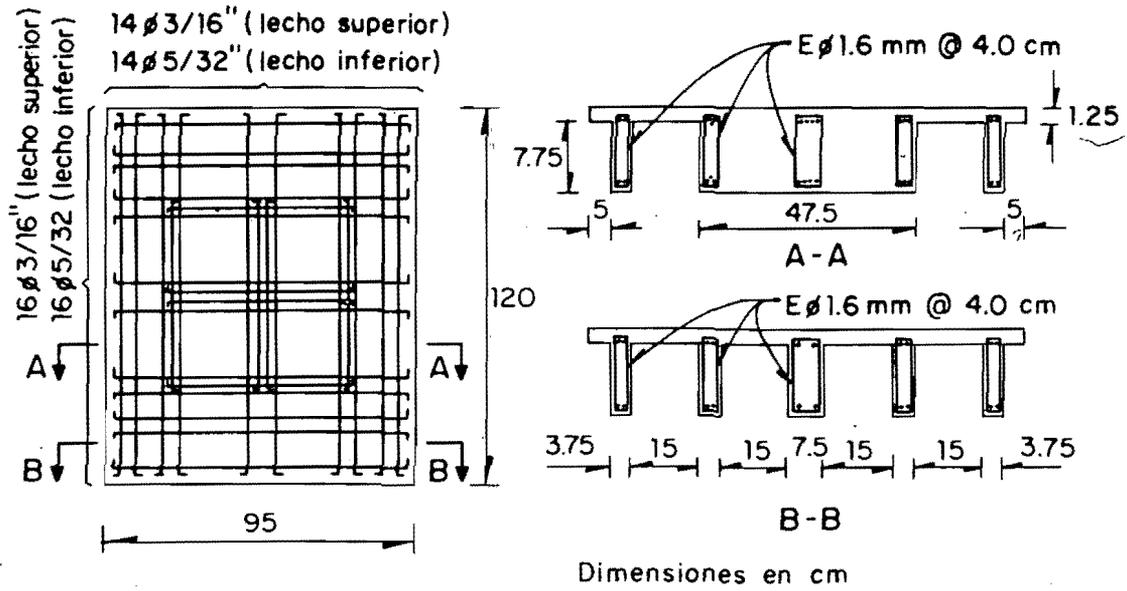
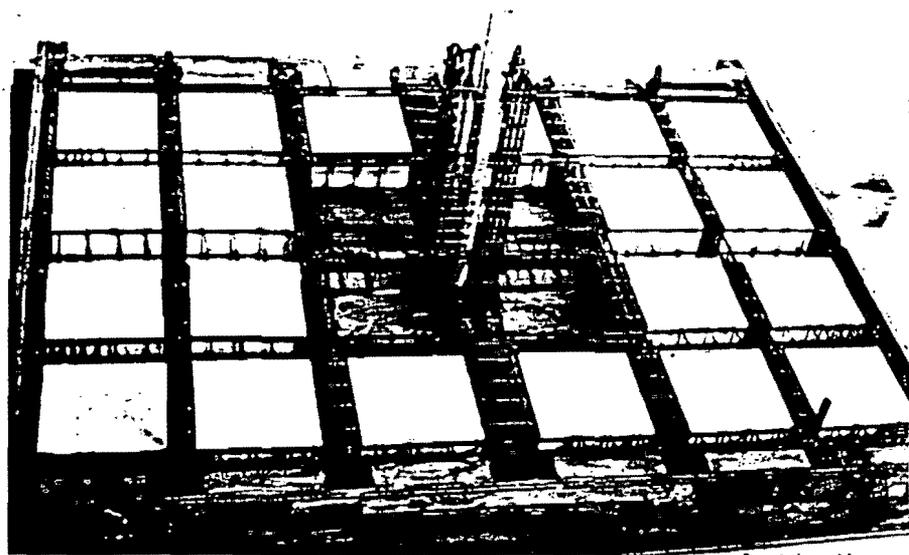


Fig 4.9 Espécimen E1A. Participación de cada fuente en el desplazamiento δ , lado Sur



a) Espécimen E2 arreglo del refuerzo



b) Espécimen antes del colado

Fig 4.10 Especimen E2 arreglo del refuerzo

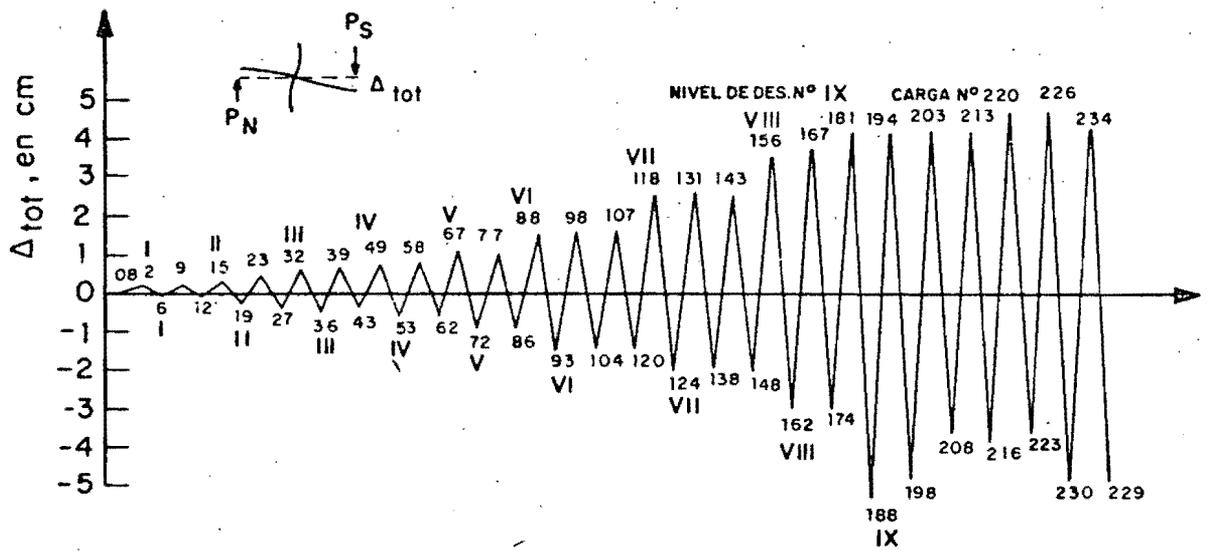


Fig 4.11 Espécimen E2. Historia de desplazamientos (Δ_{tot}) para las cargas máximas de cada ciclo, lado sur

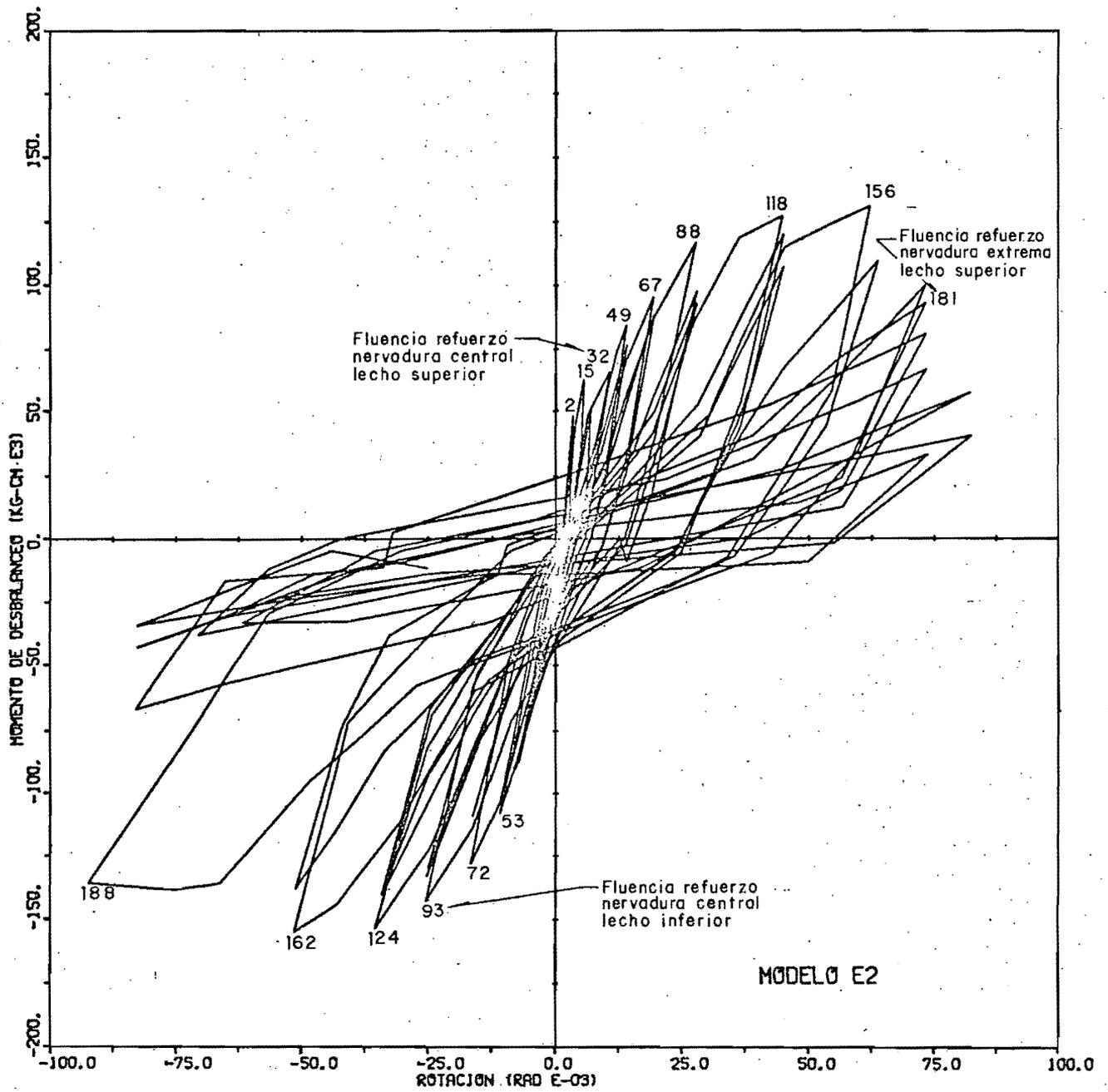


Fig 4.12 Espécimen E2 curvas histeréticas M- θ

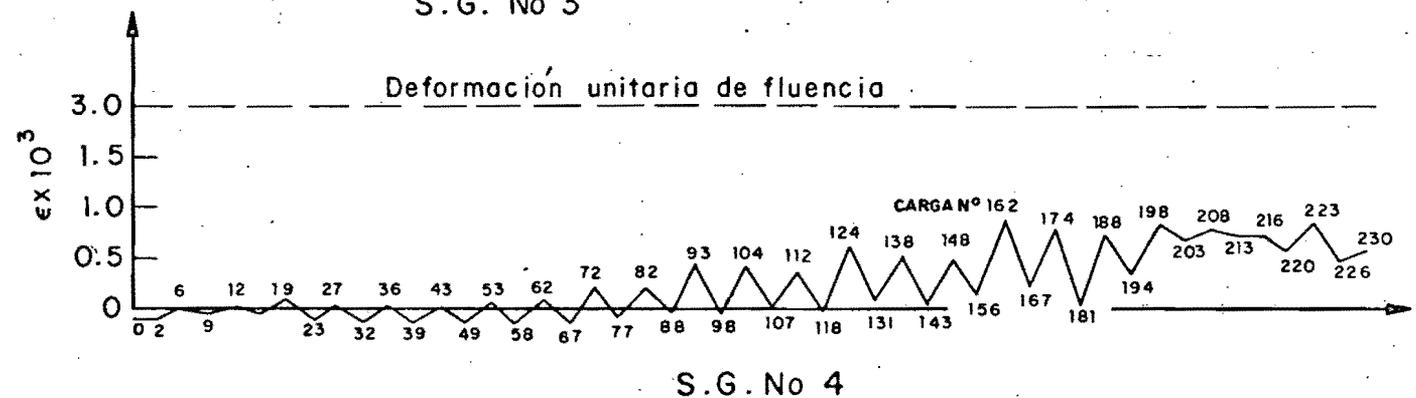
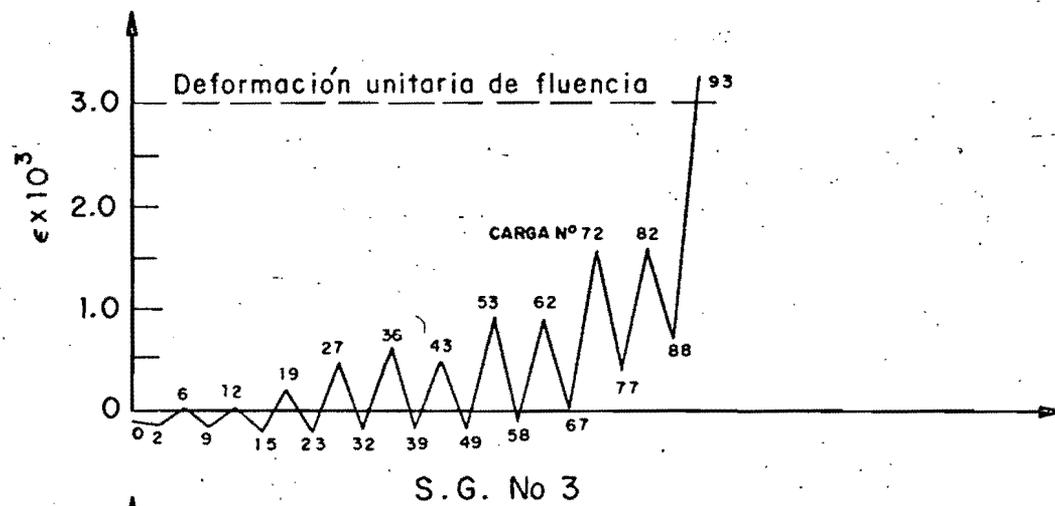
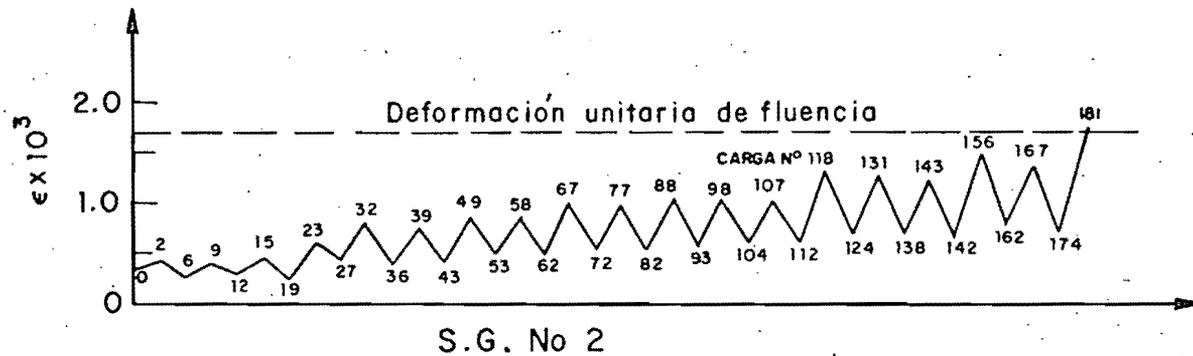
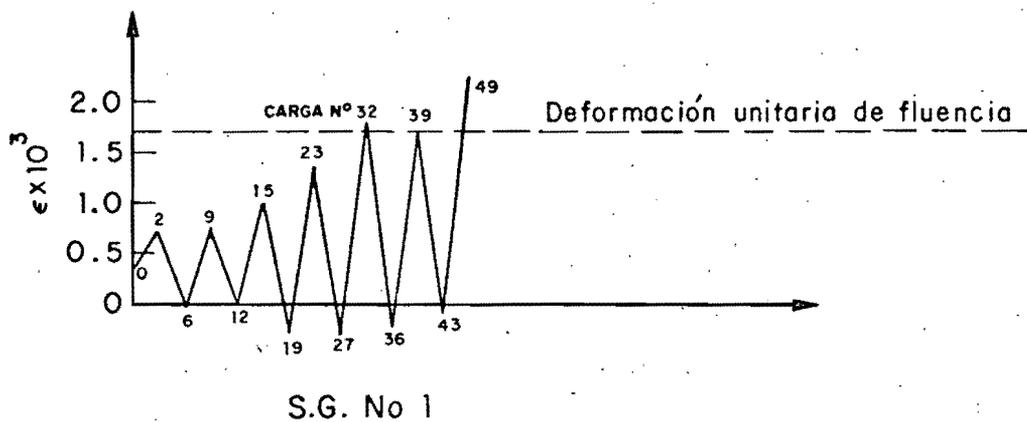
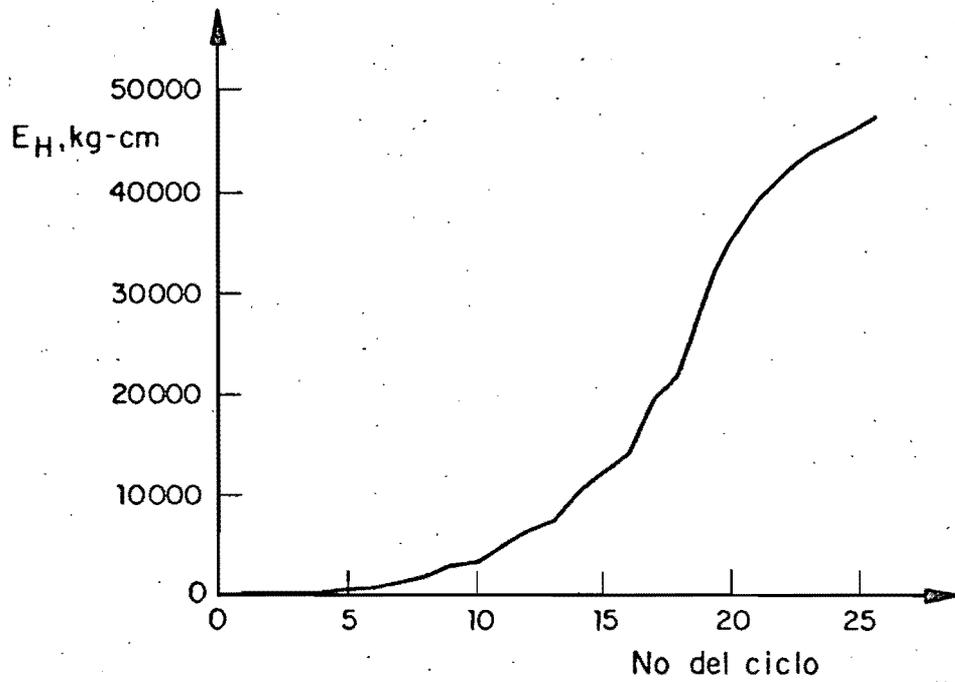
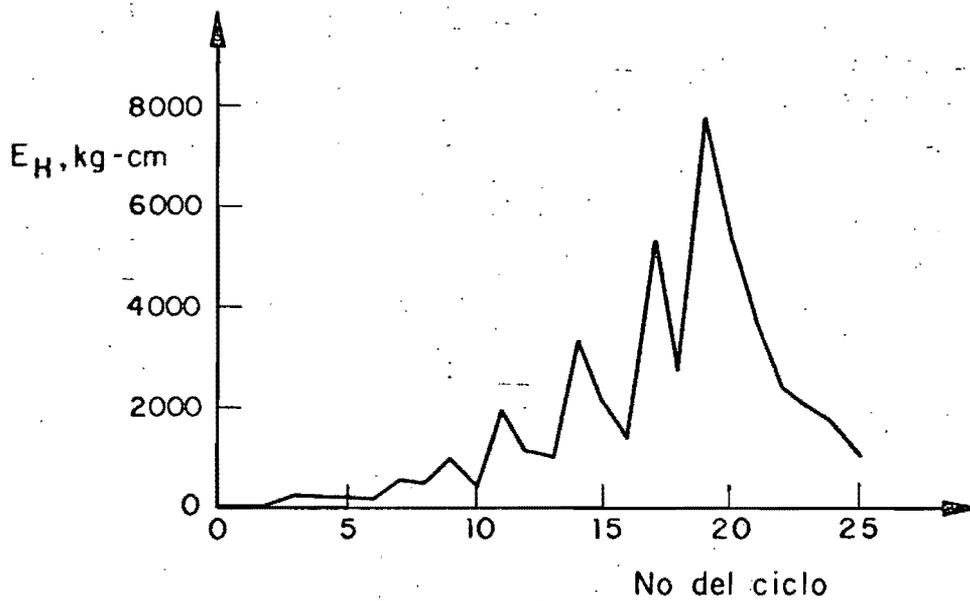


Fig 4.13 Espécimen E2-Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain gages" para las cargas máximas de cada ciclo



a) Energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo



b) Energía disipada por deformación en cada ciclo

Fig 4.14 Espécimen E2. Energía disipada por deformación

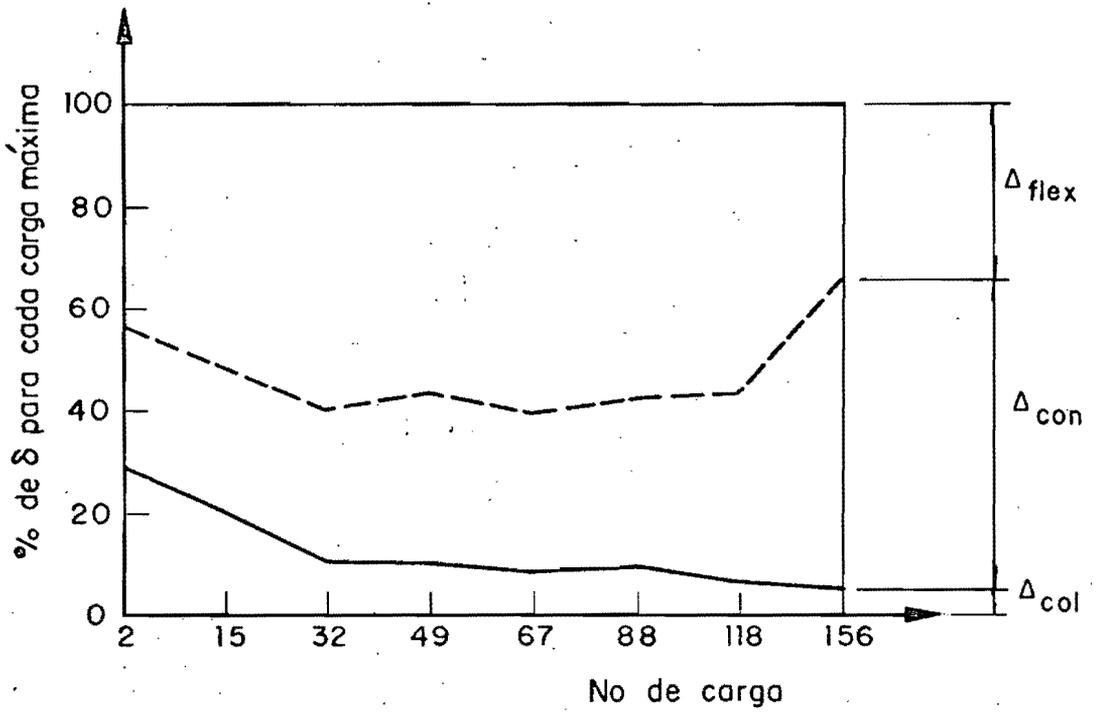
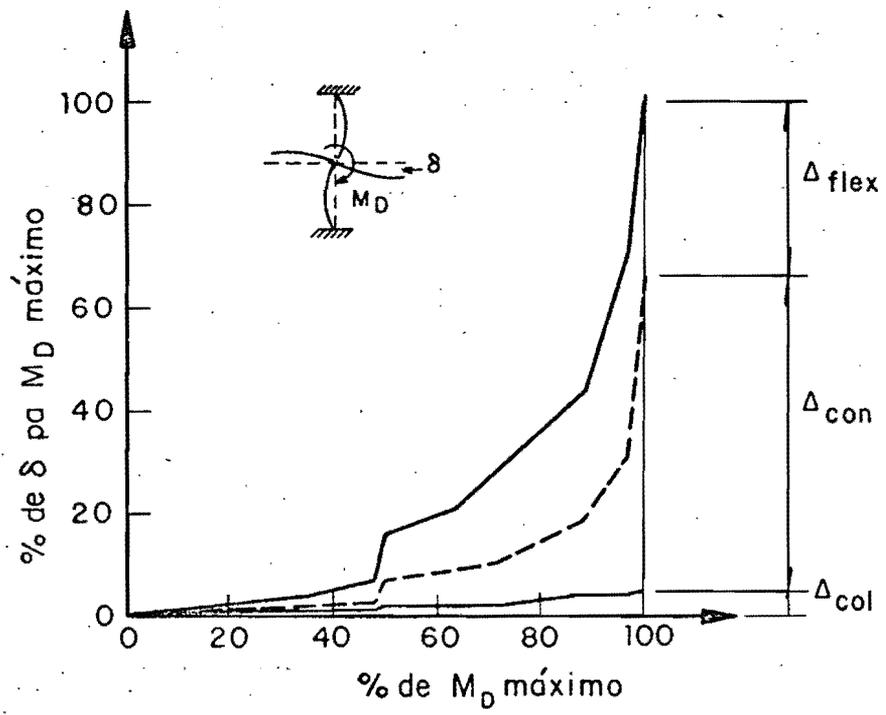
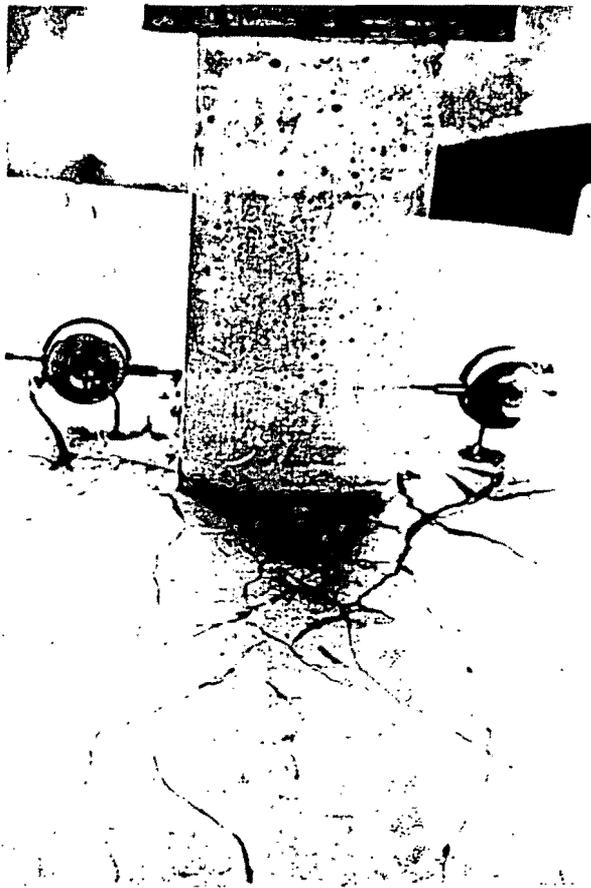


Fig 4 15 Espécimen E2- Participación de cada fuente en el desplazamiento δ , lado Sur

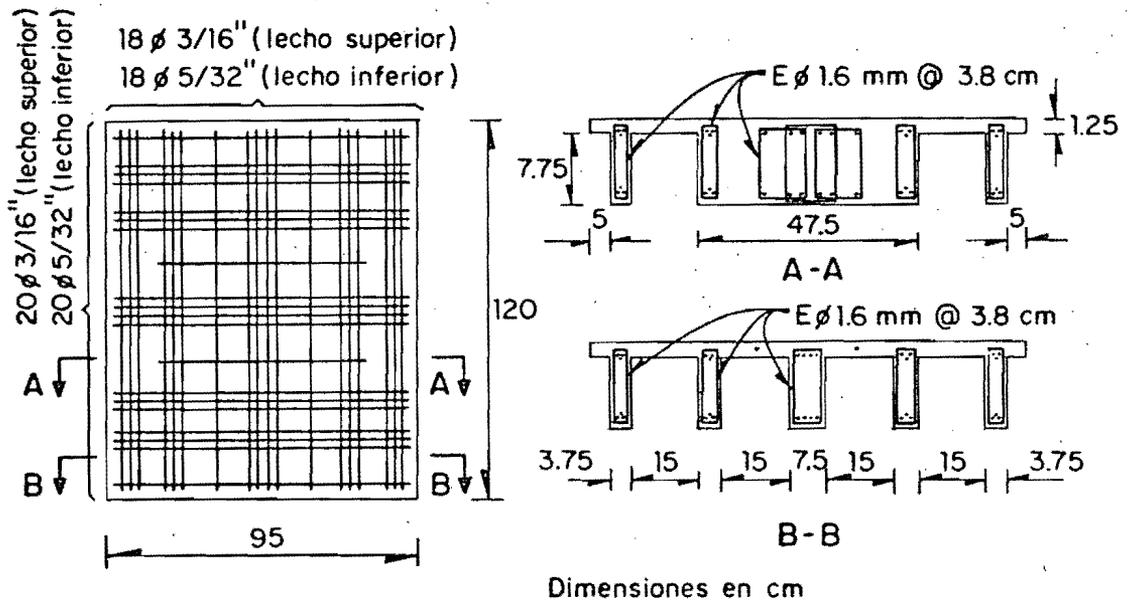


a) Agrietamiento antes de la falla

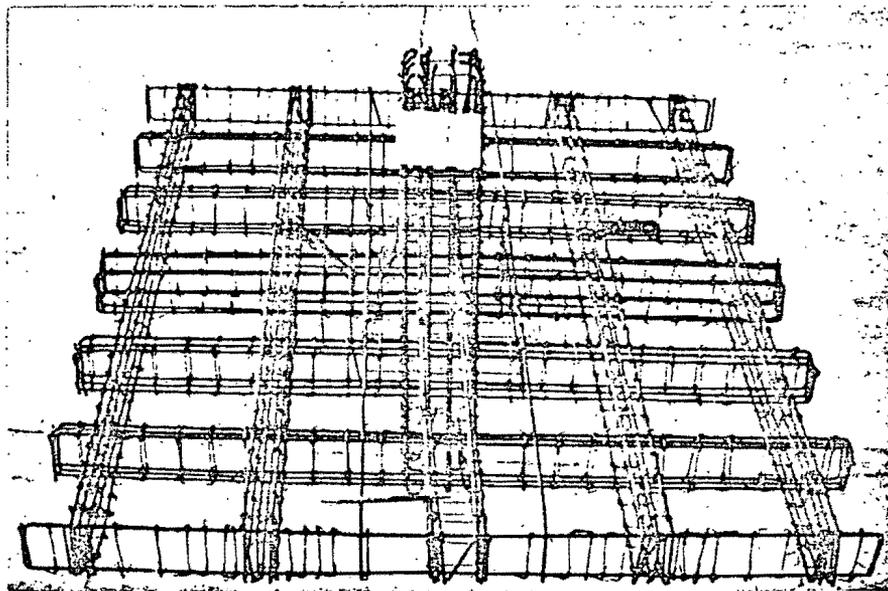


b) Modo de falla

Fig 4.16 Espécimen E2. Configuraciones del agrietamiento y modo de falla



a) Espécimen E3 arreglo del refuerzo



b) Espécimen antes de ser colocado en la cimbra

Fig 4.17 Espécimen E3 arreglo del refuerzo

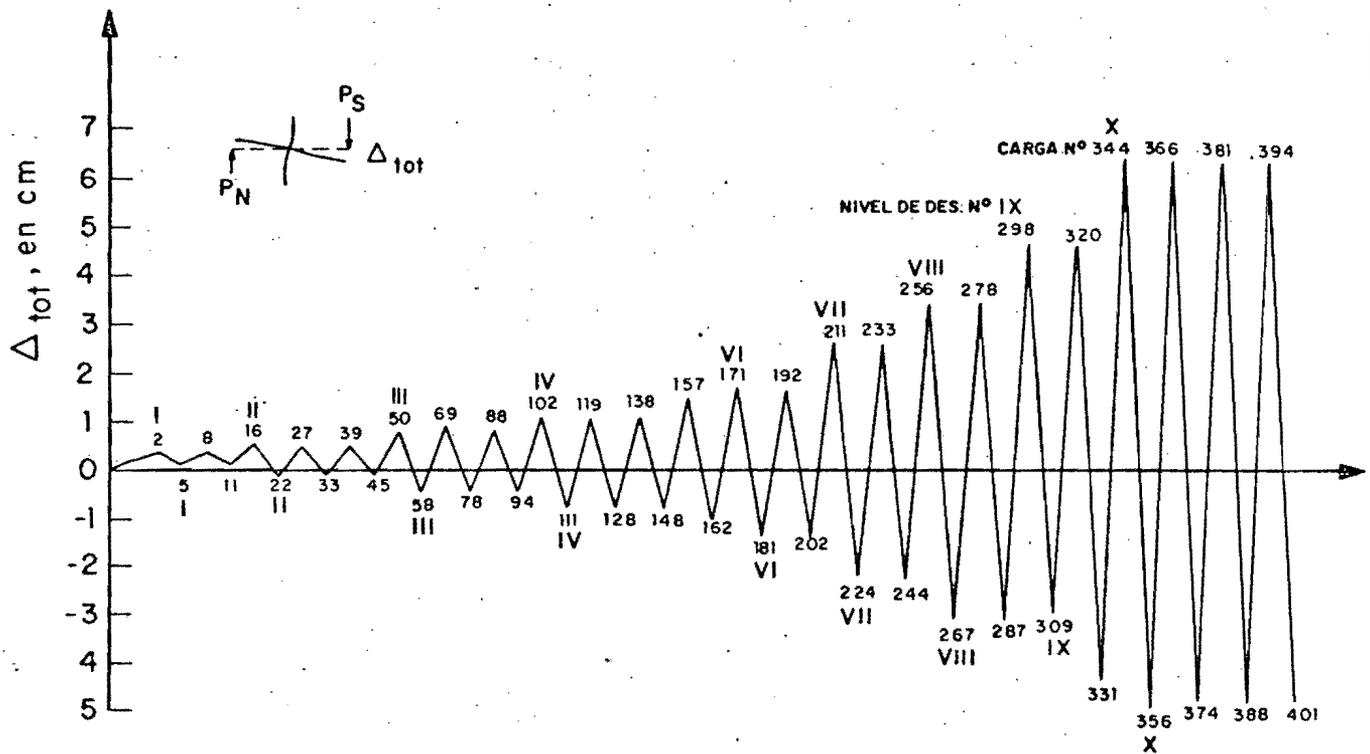


Fig 4.18 Espécimen E3. Historia de desplazamientos (Δ_{tot}) para las cargas máximas de cada ciclo, lado sur

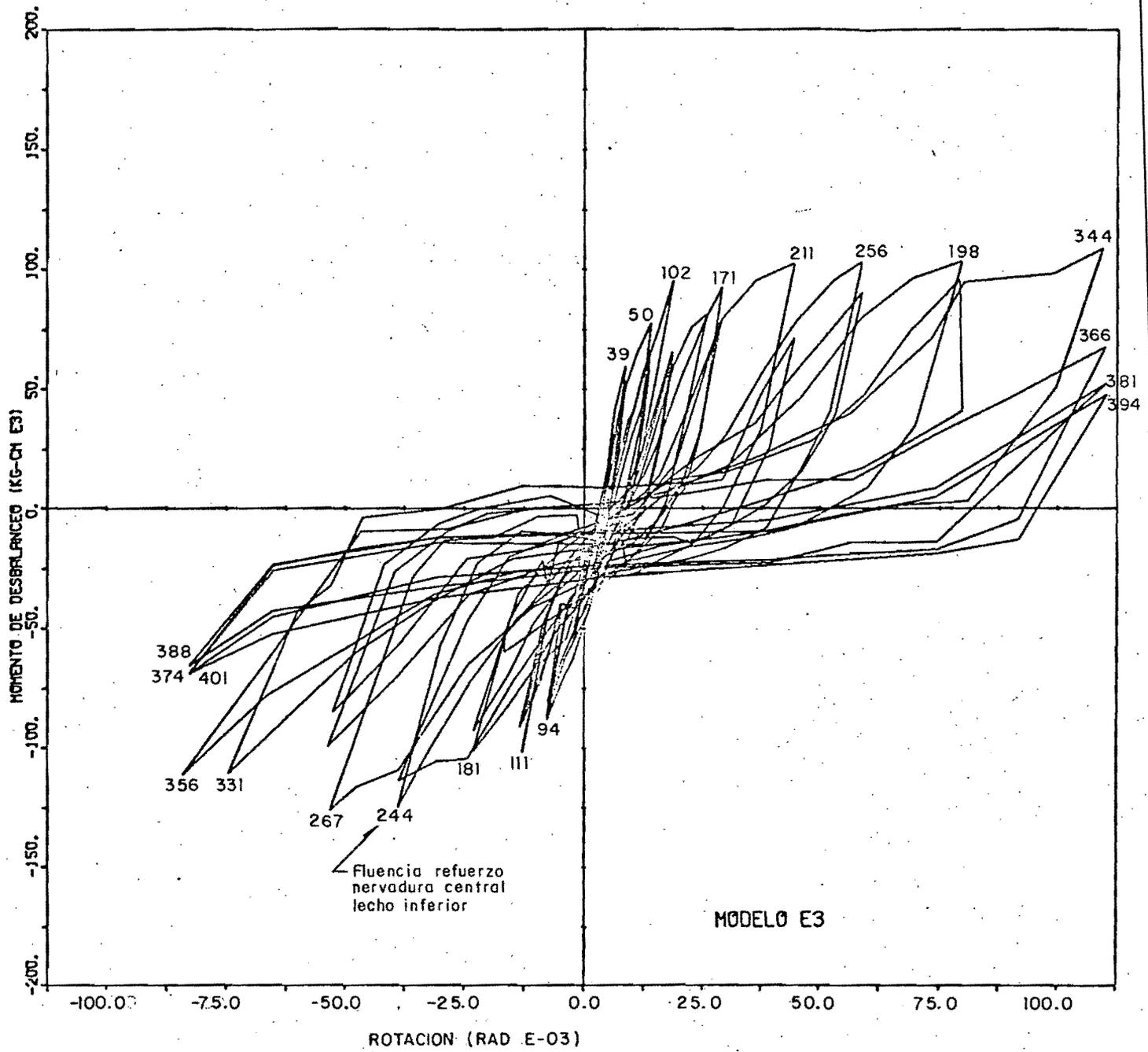
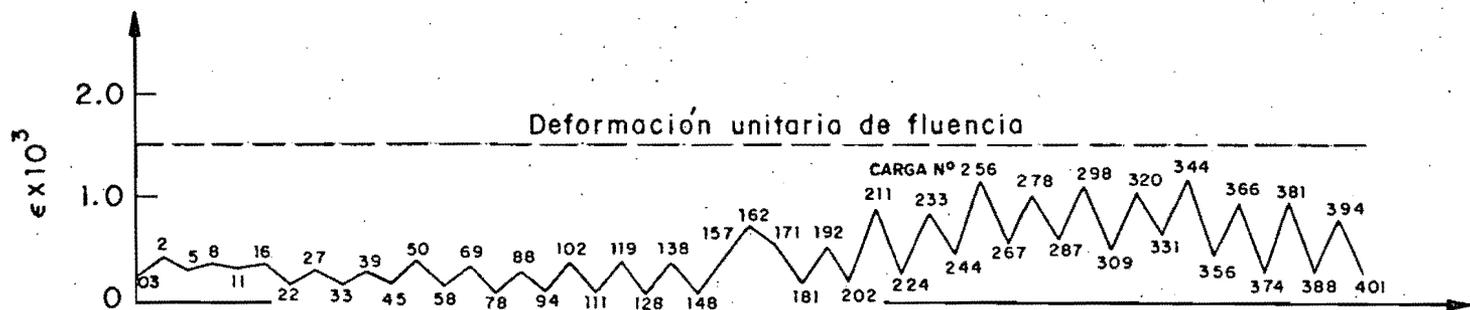
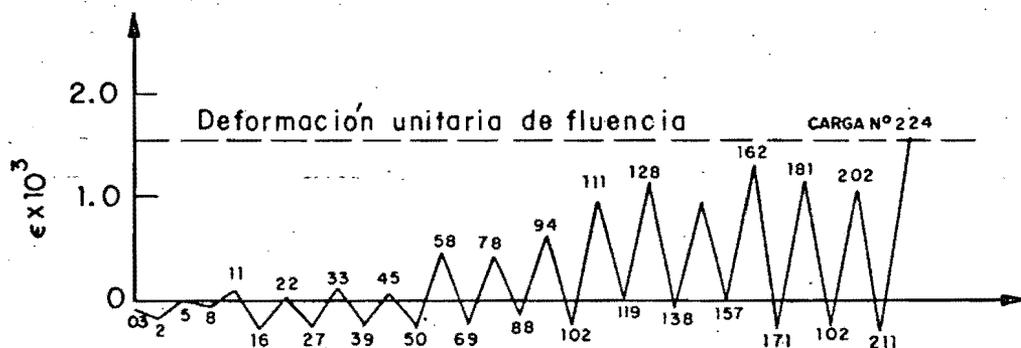


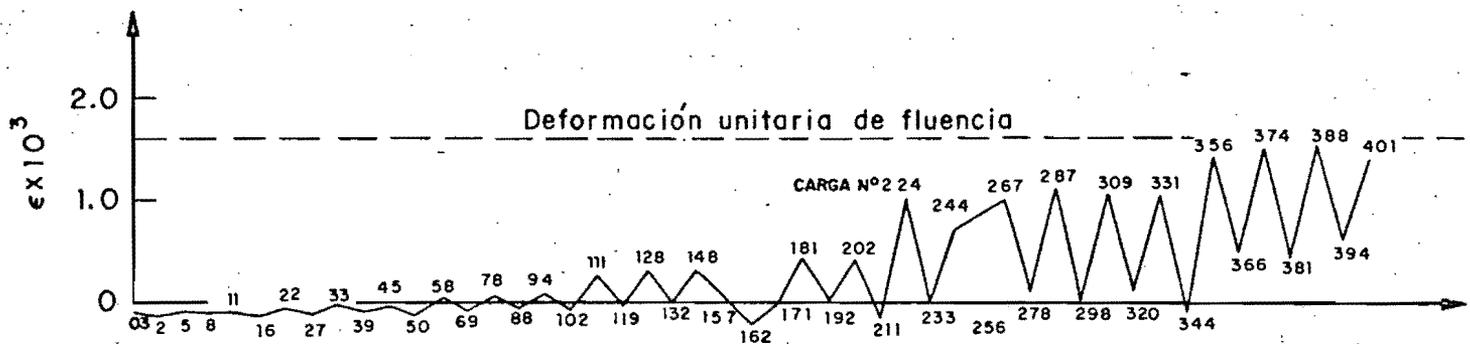
Fig 4.19 Espécimen E3. Curvas histeréticas M-θ



S.G. No 2

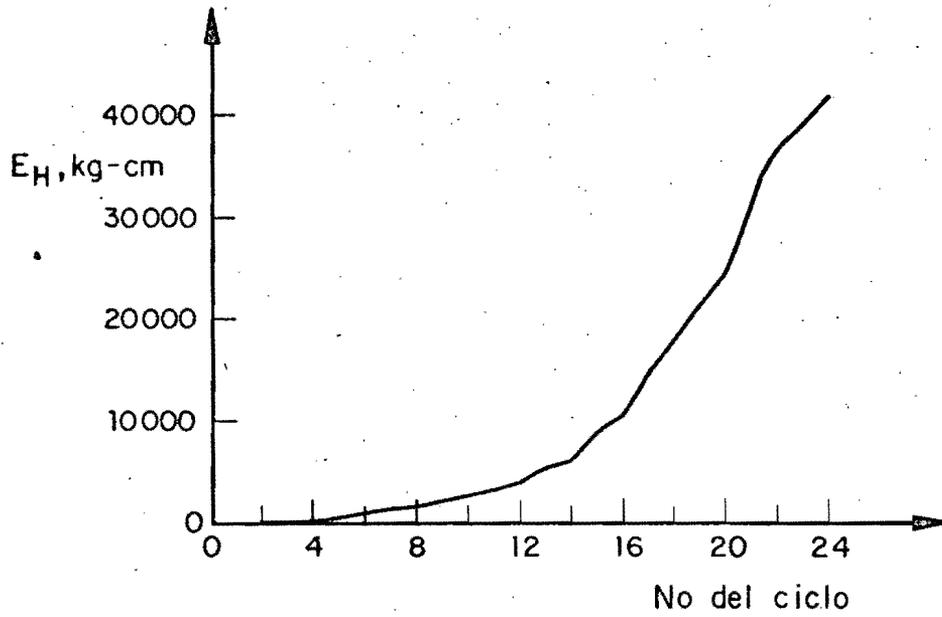


S.G. No 3

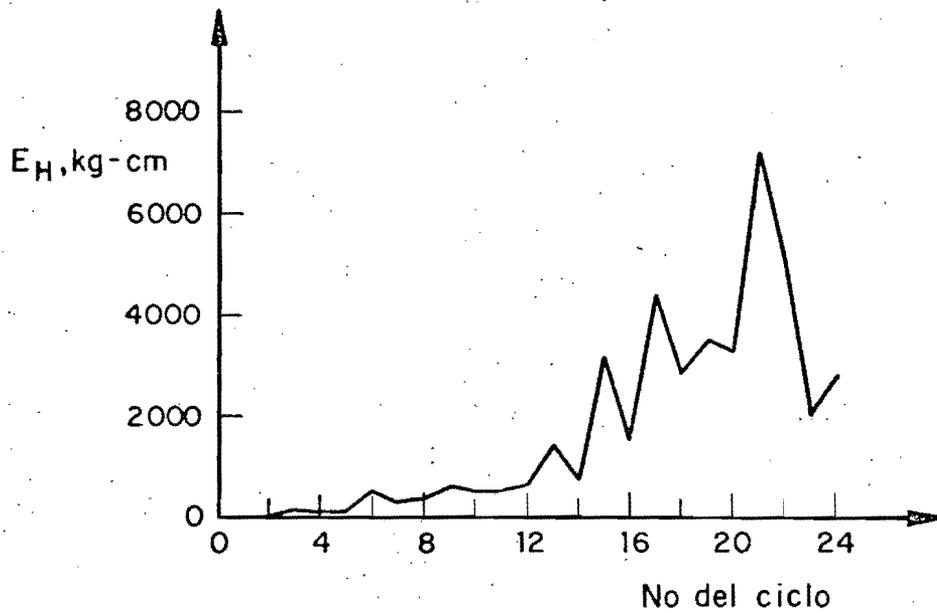


S G No 4

Fig 4.20 Espécimen E3-Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain Gages" para las cargas máximas de cada ciclo



a) Energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo



a) Energía disipada por deformación en cada ciclo

Fig 4.21 Espécimen E3. Energía disipada por deformación



a) Agrietamiento antes de la falla. Carga No 210



b) Modo de falla. Carga No 394

Fig 4.23 Especimen E 3. Configuraciones del agrietamiento y modo de falla

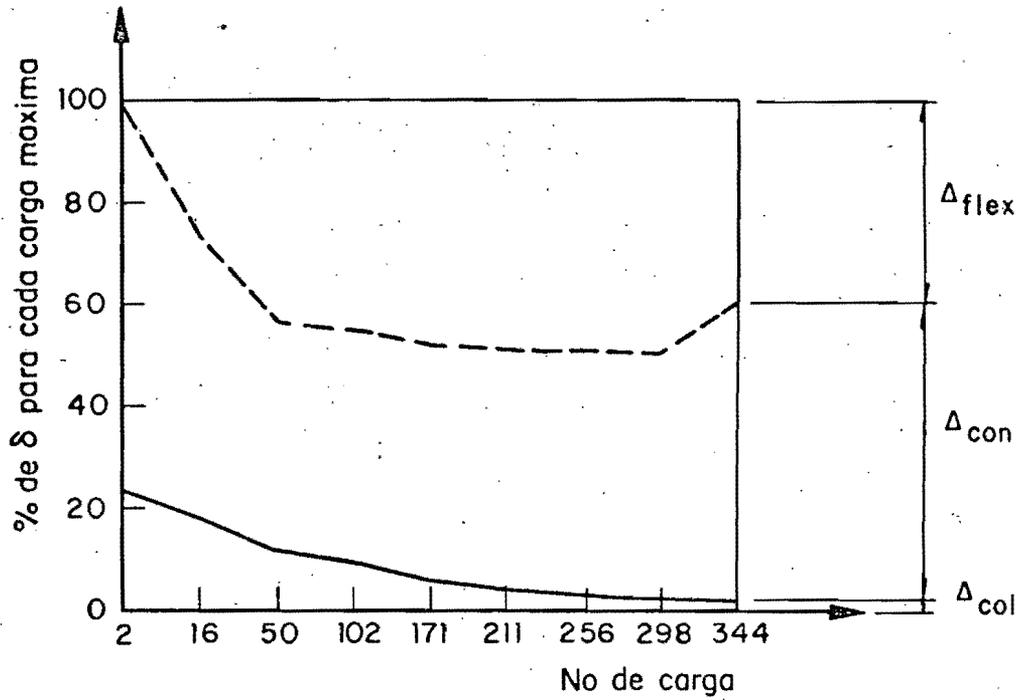
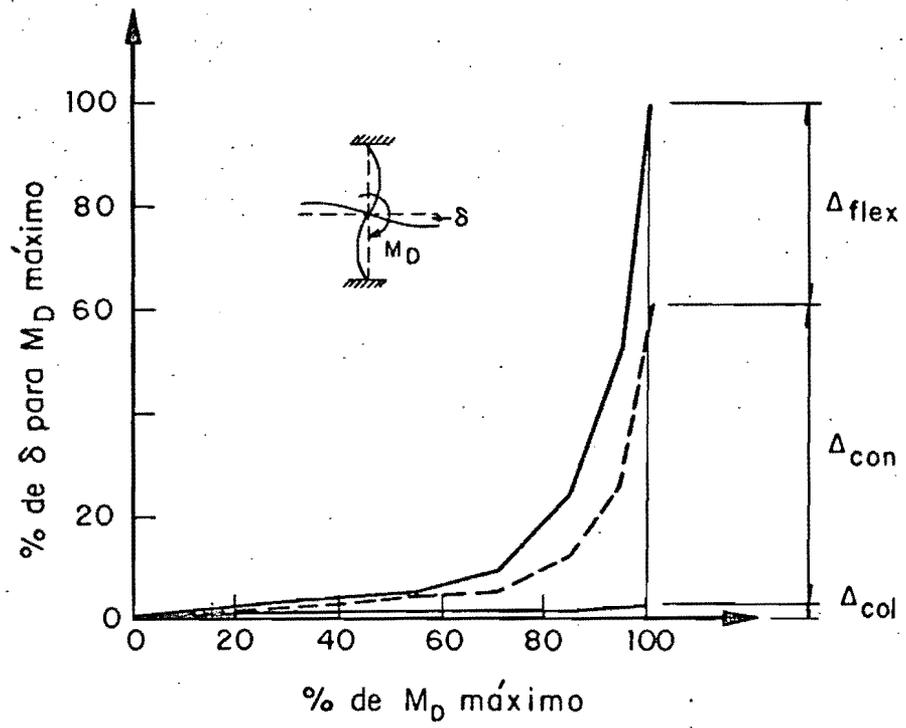


Fig 4 22 Espécimen E3- Participación de cada fuente en el desplazamiento δ , lado Sur

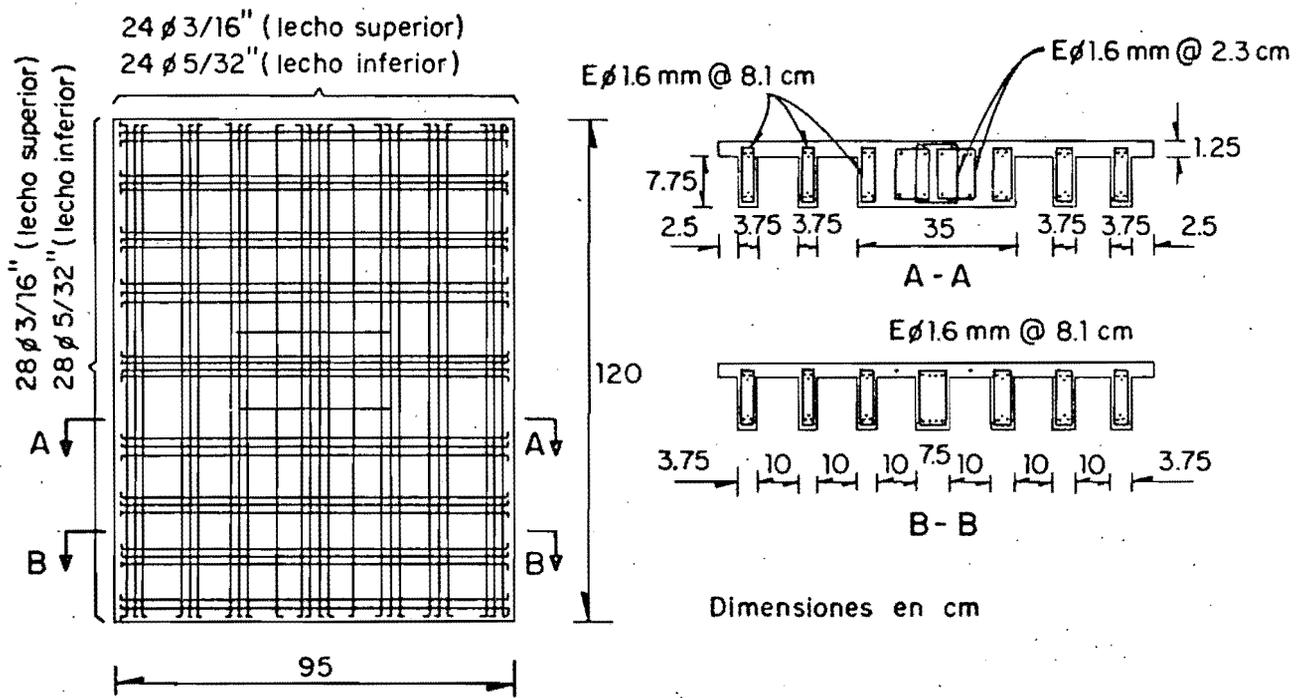


Fig 4.24 Especimen E4 arreglo del refuerzo

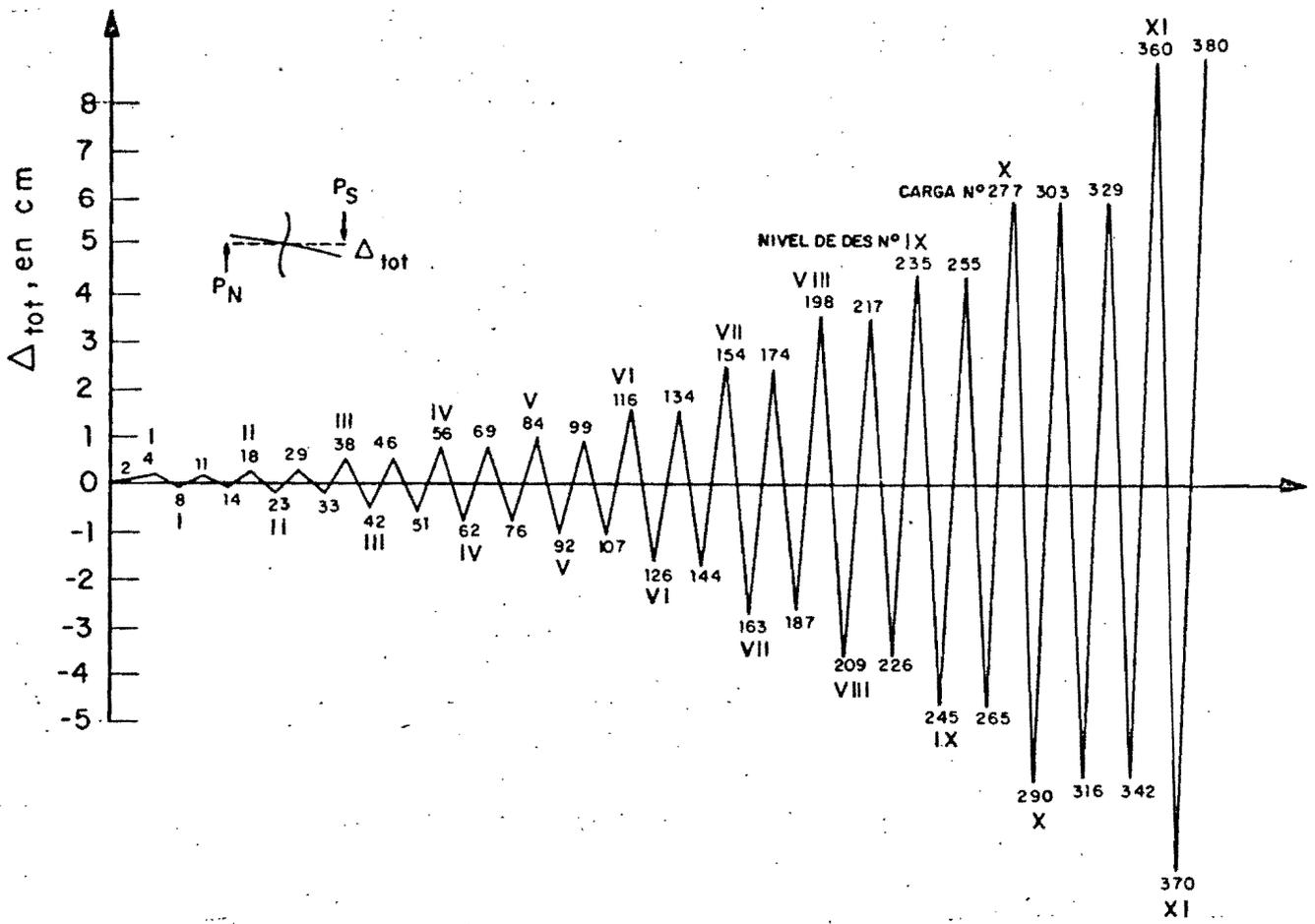
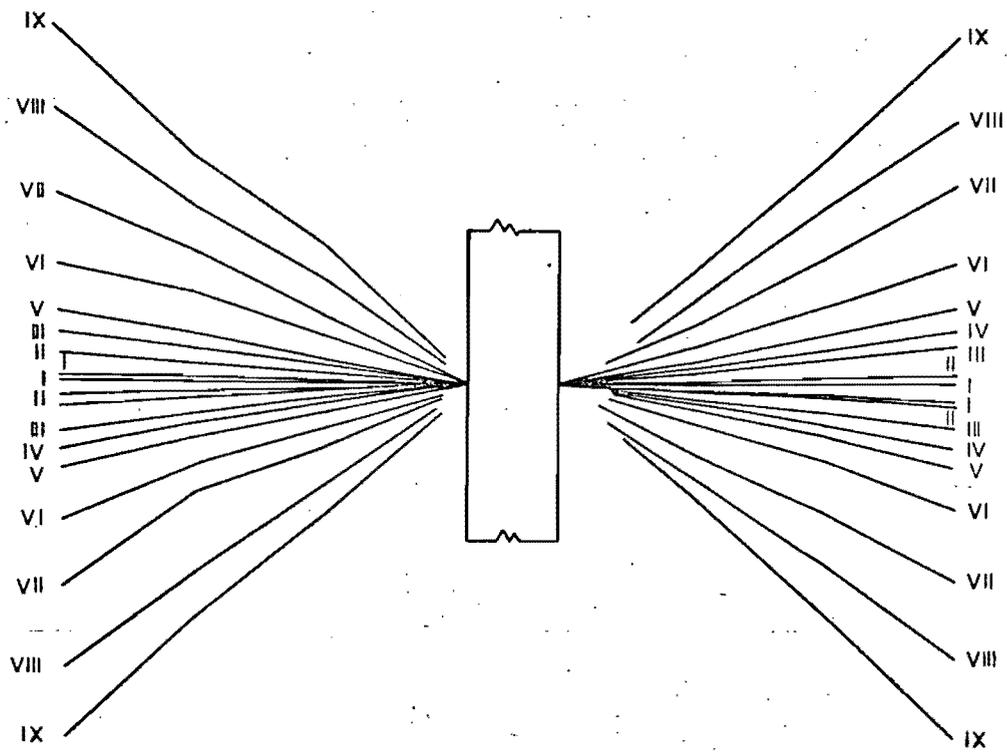


Fig 4.25 Espécimen E4. Historia de desplazamientos (Δ_{tot}) para las cargas máximas de cada ciclo, lado sur



Escala horizontal 1:10
 Escala vertical 1:1

Fig 4.26 Espécimen E4 - perfiles de la losa para las cargas máximas del ciclo inicial de cada nivel de desplazamientos

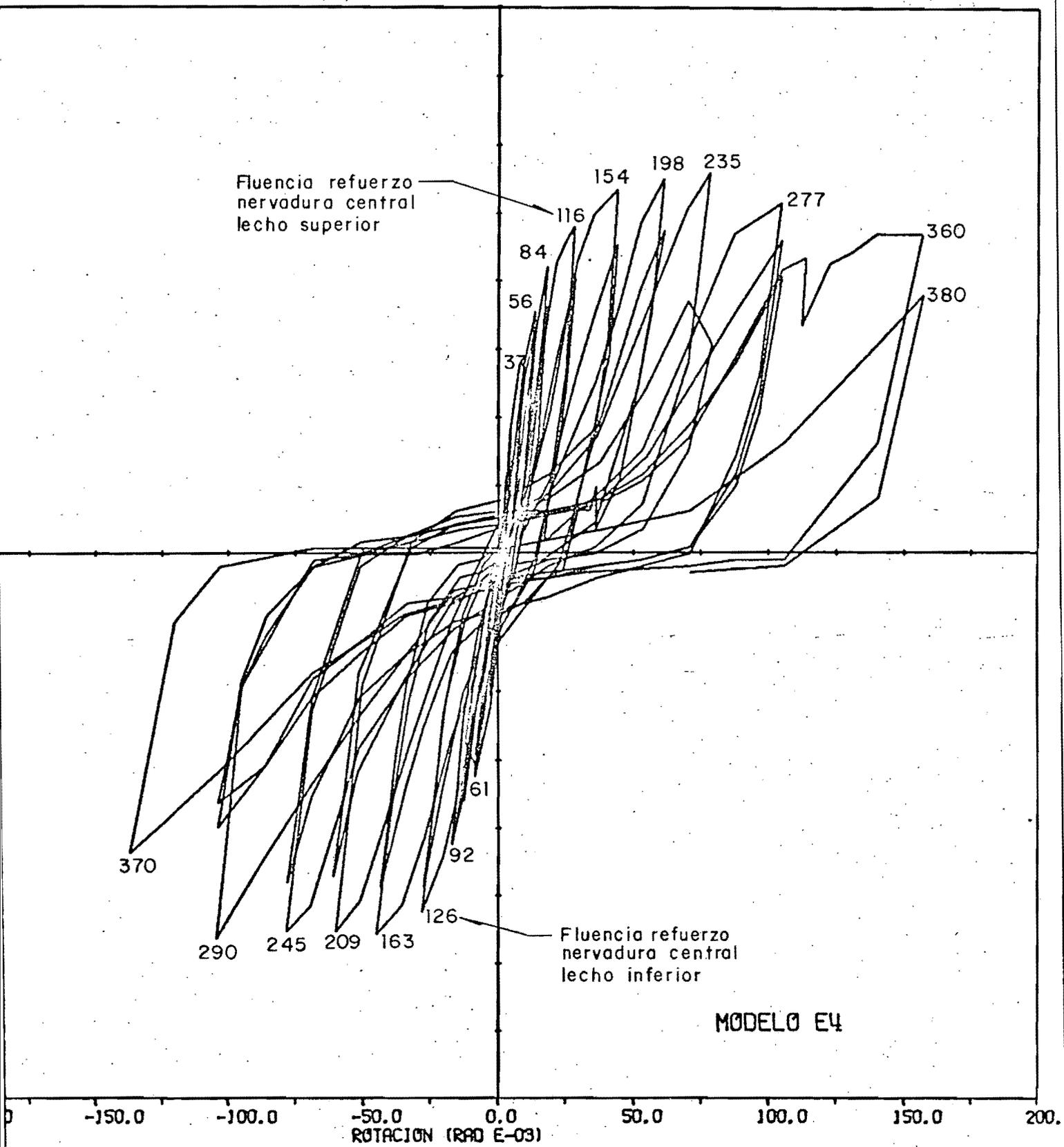


Fig 4.27 Espécimen E4. Curvas histeréticas M-θ

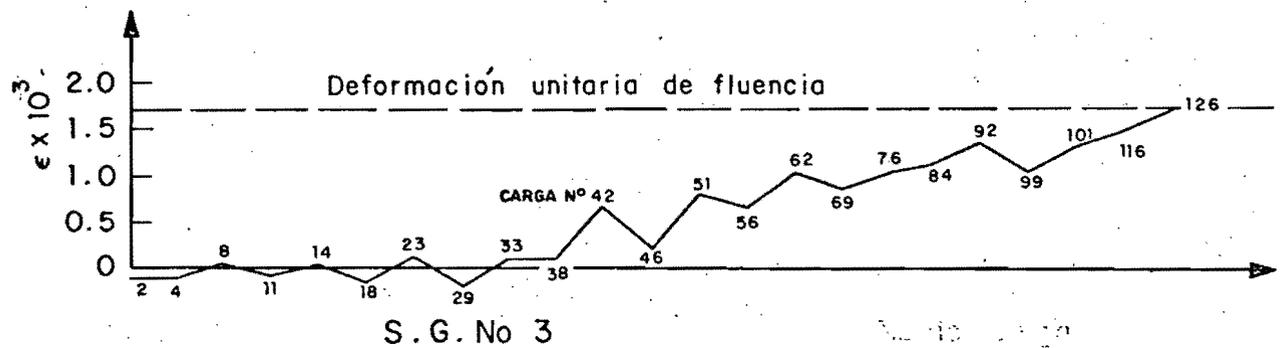
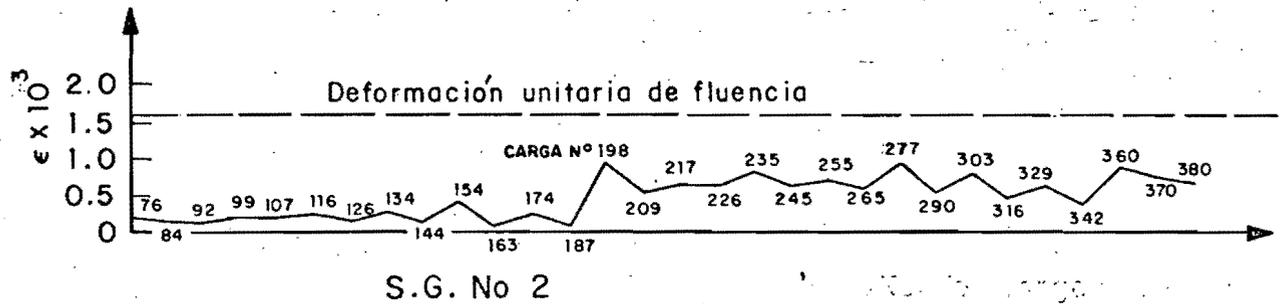
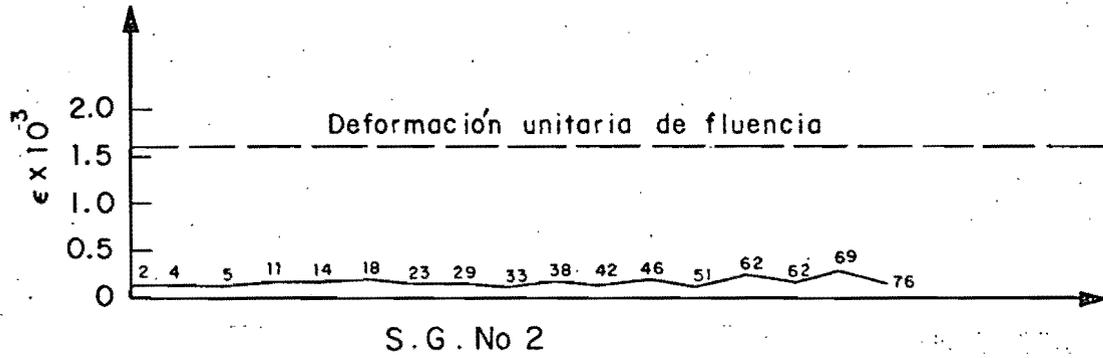
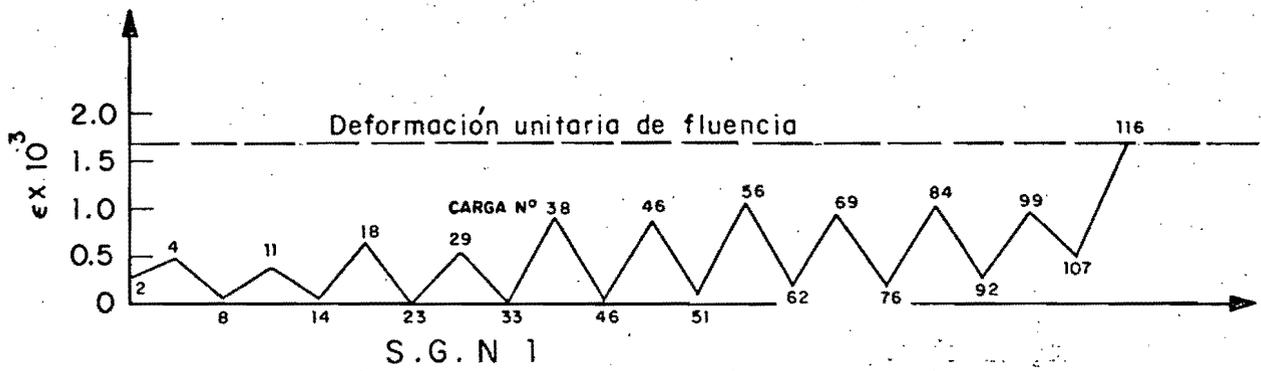


Fig 4.28. Espécimen E 4. Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain Gages" para las cargas máximas de cada ciclo

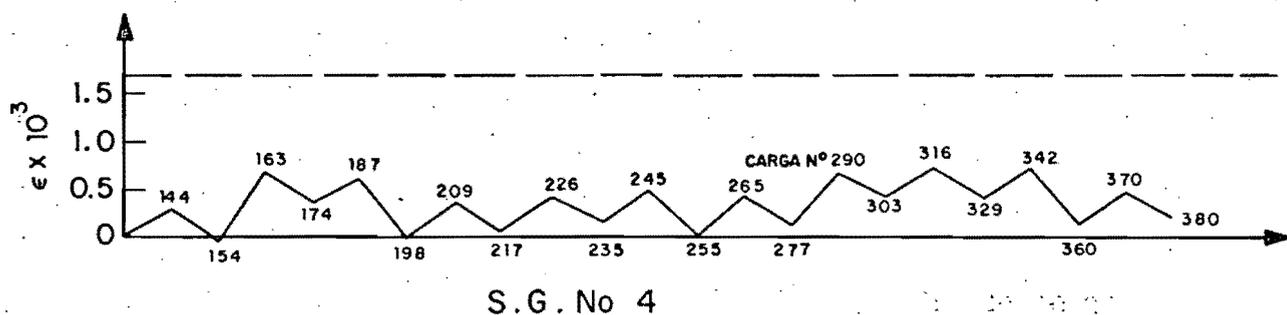
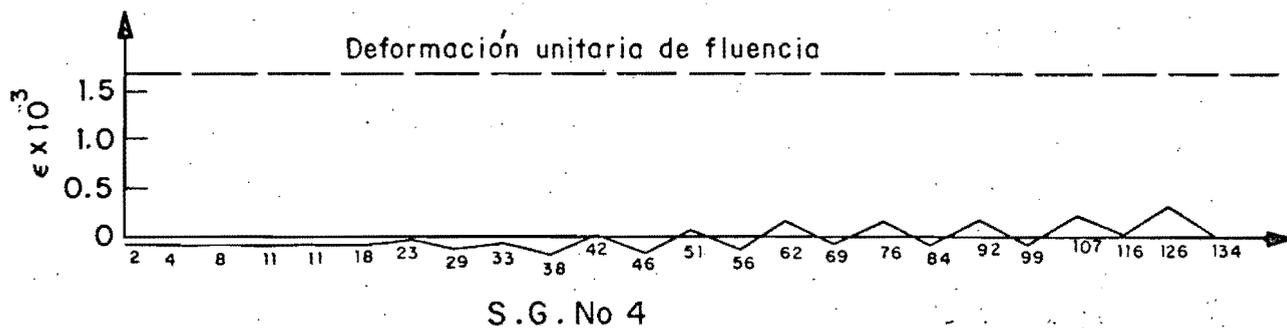
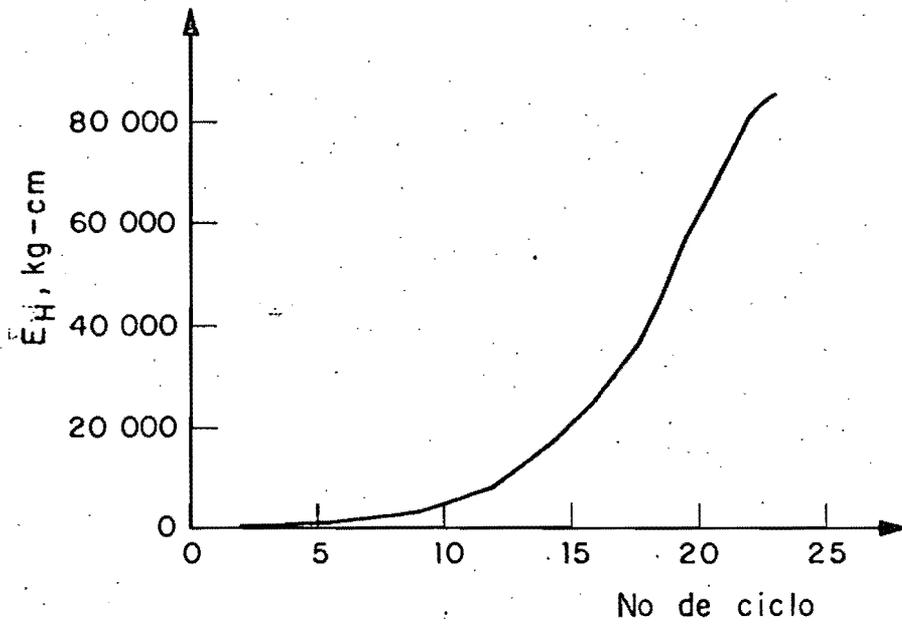
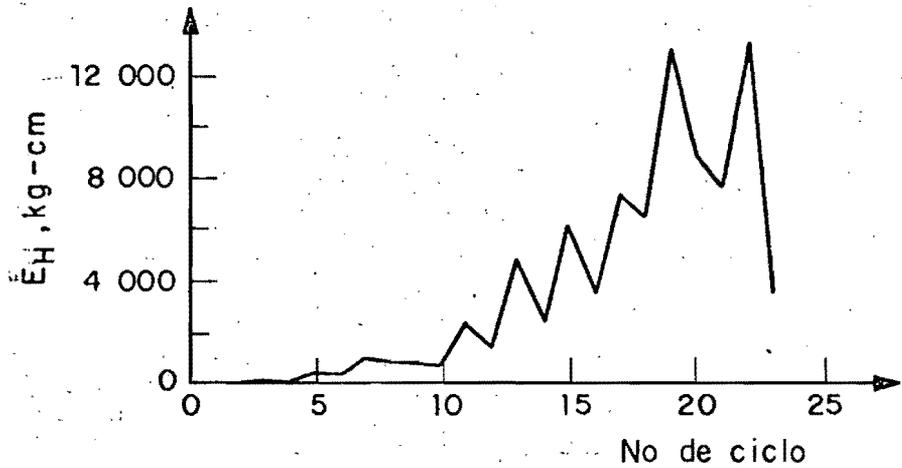


Fig 4.28 Espécimen E4. Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain Gages" para las cargas máximas de cada ciclo



a) Energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo



b) Energía disipada por deformación en cada ciclo

Fig 4 29 Espécimen E4 Energía disipada por deformación

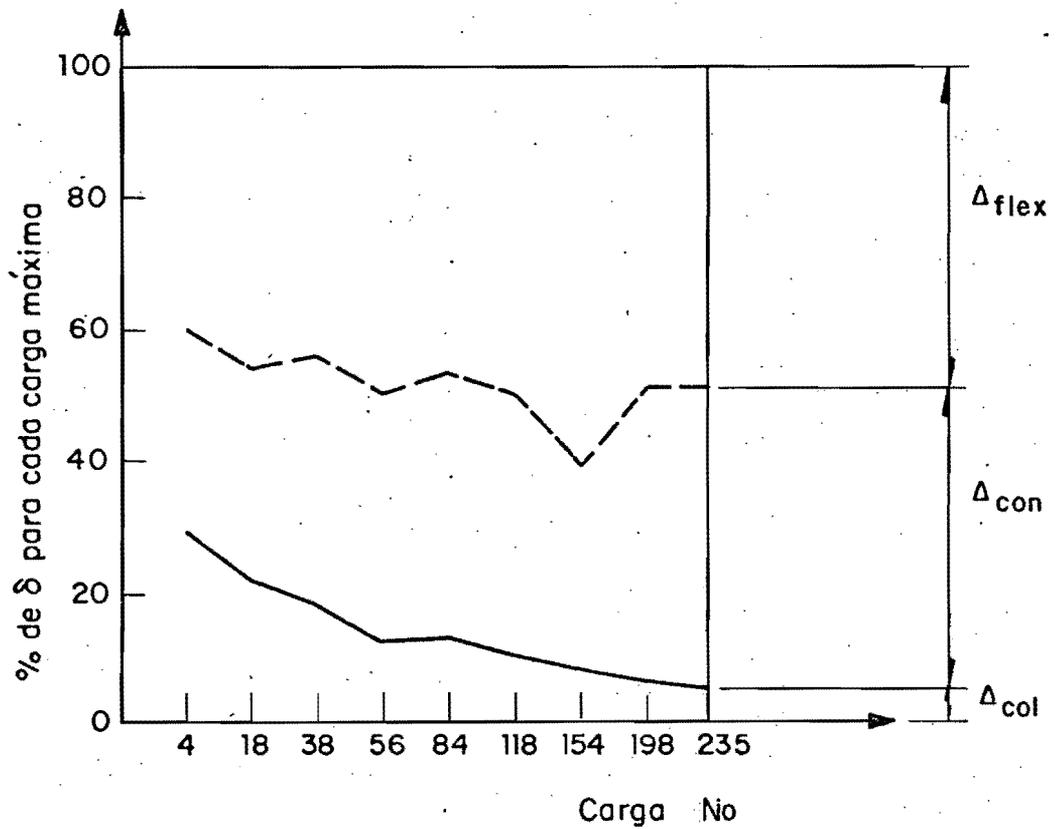
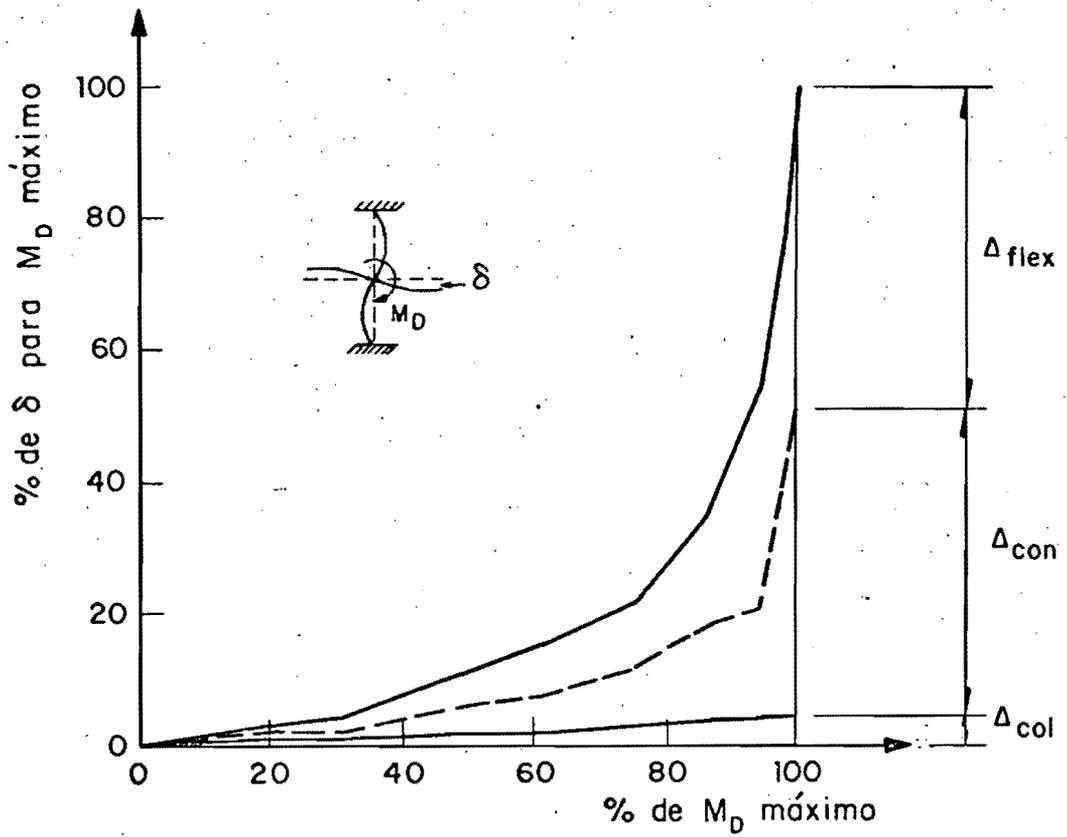
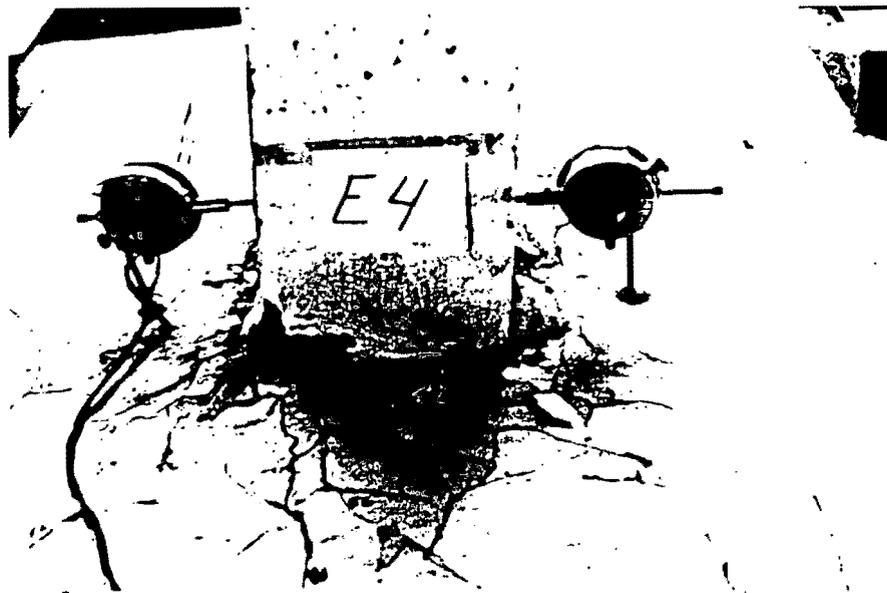
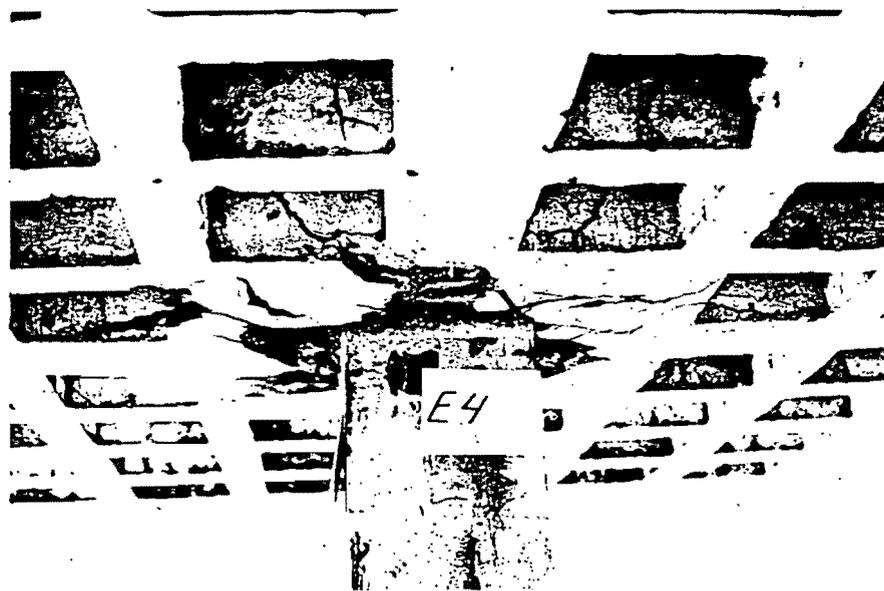


Fig 4.30 Espécimen E4. Participación de cada fuente en el desplazamiento δ , lado Sur



a) Estado final



b) Estado final

Fig 4.31 Espécimen E4. Configuraciones del agrietamiento y modo de falla

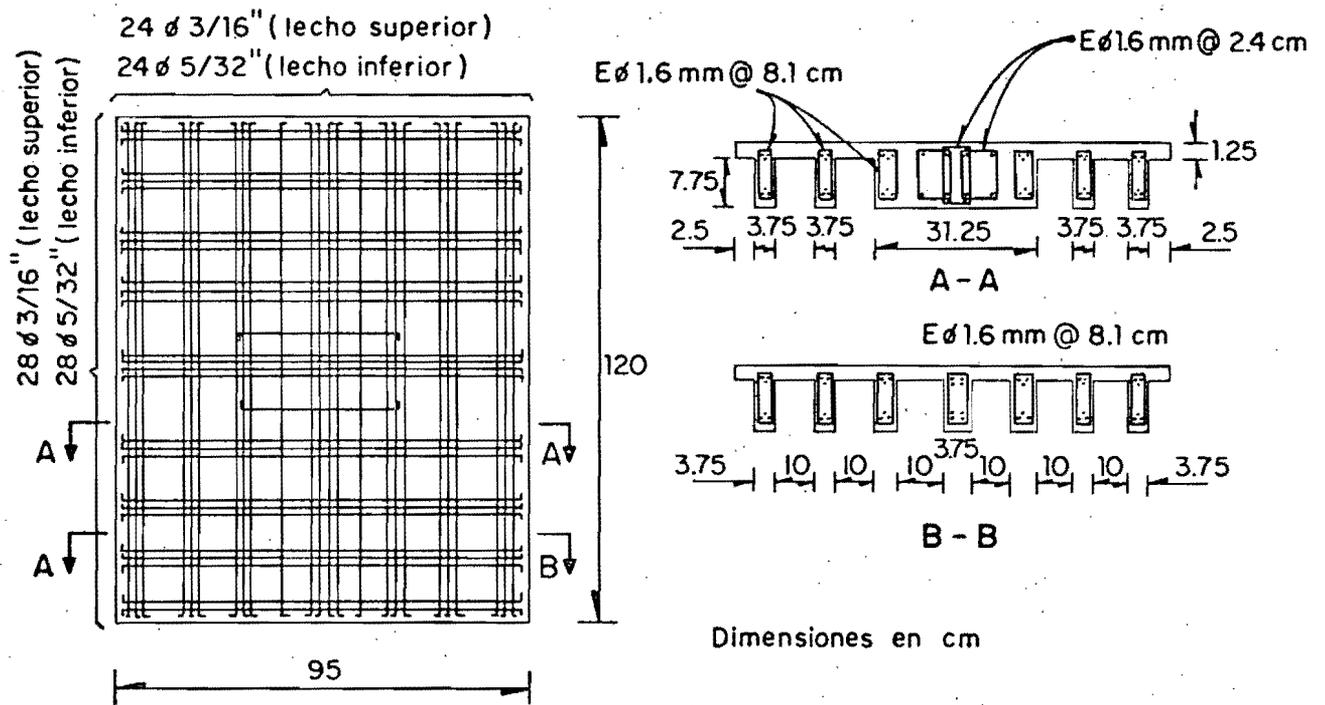


Fig 4.32 Espécimen E5 arreglo del refuerzo

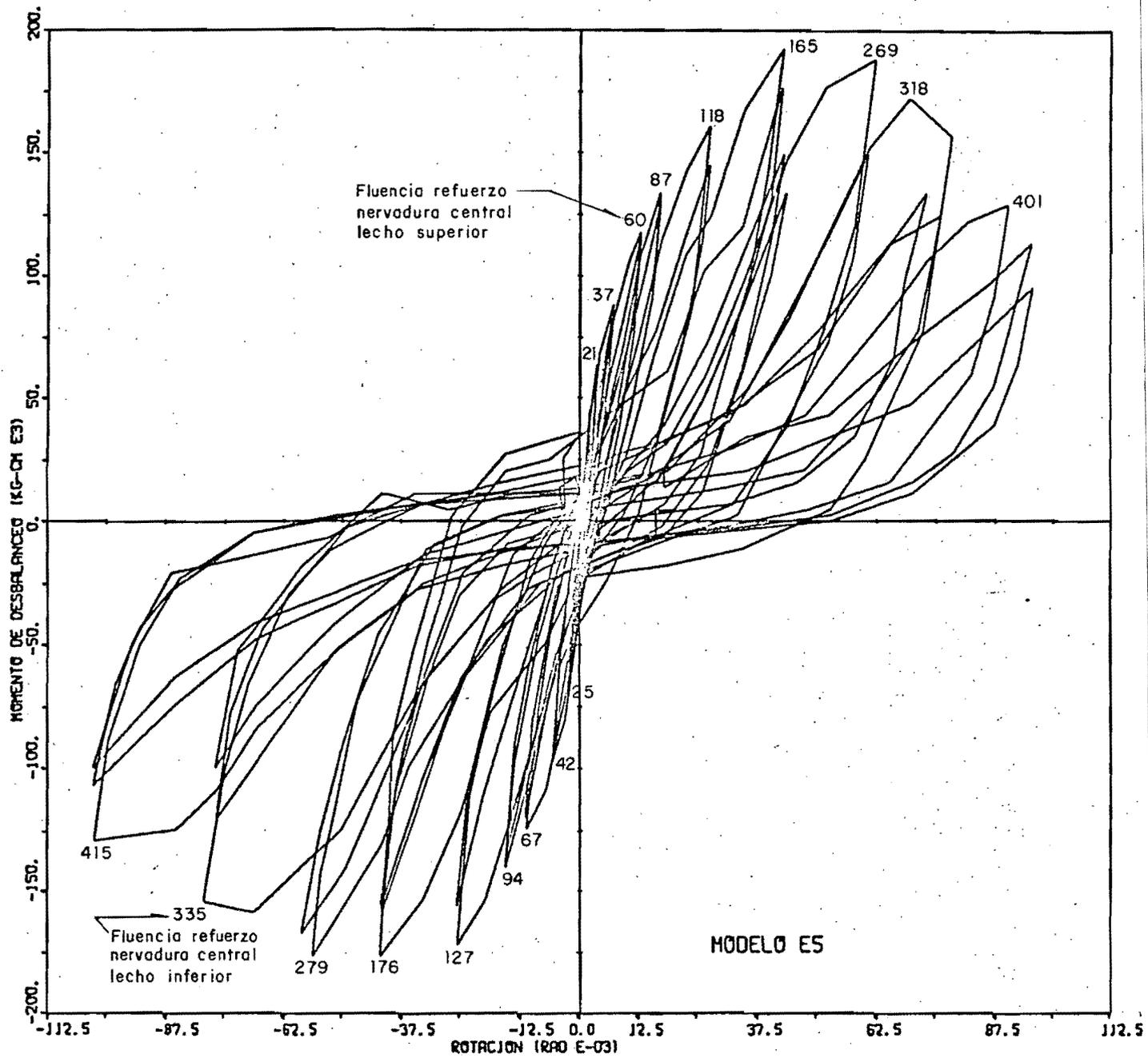


Fig 4.34 Espécimen E5. Curvas histeréticas M-θ

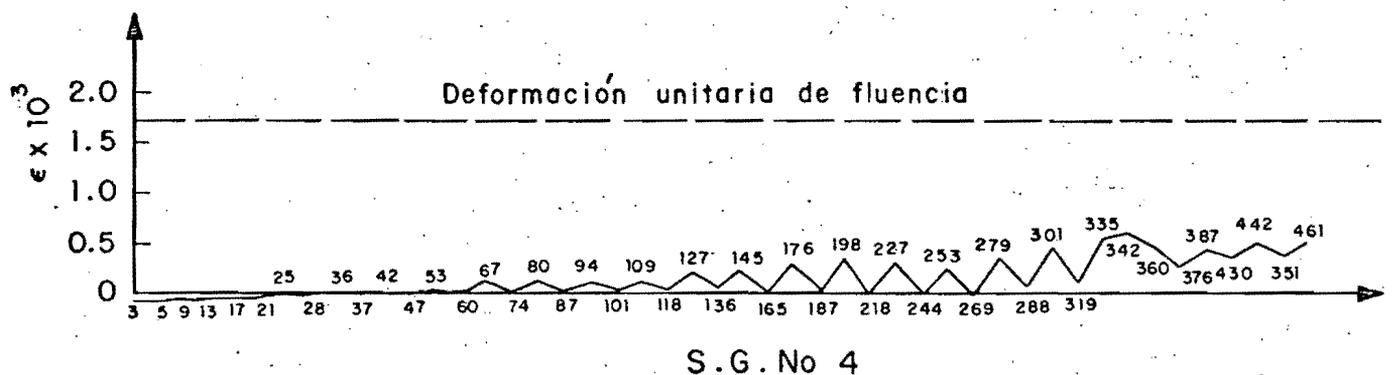
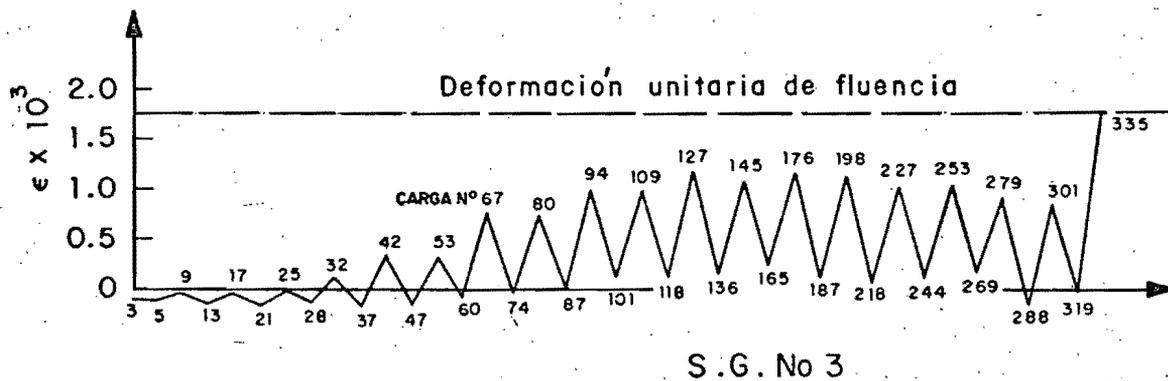
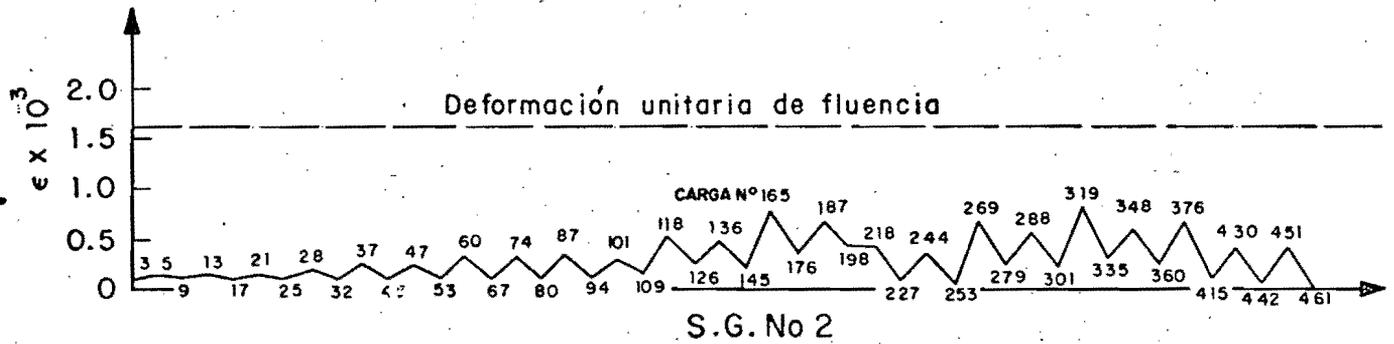
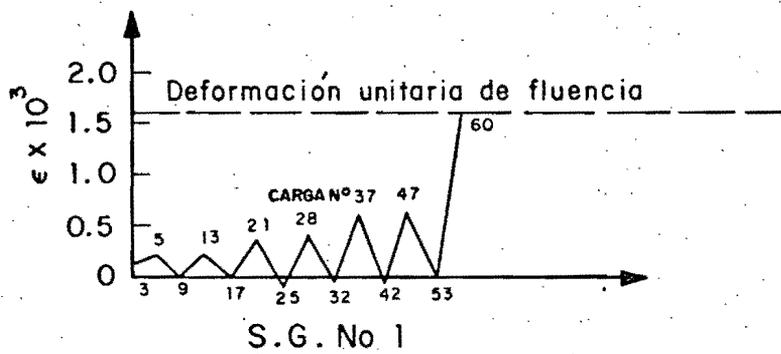
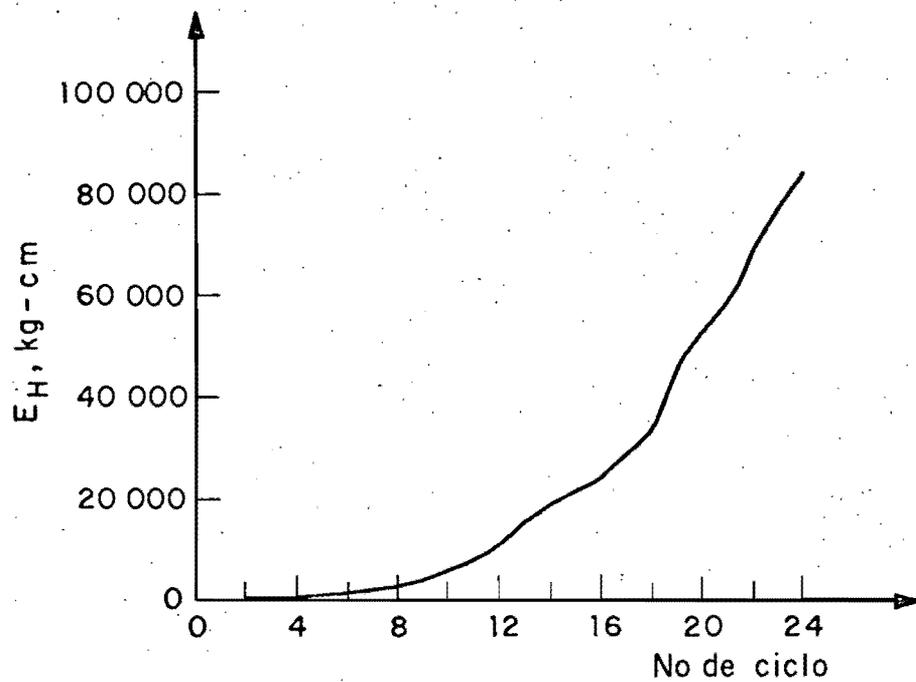
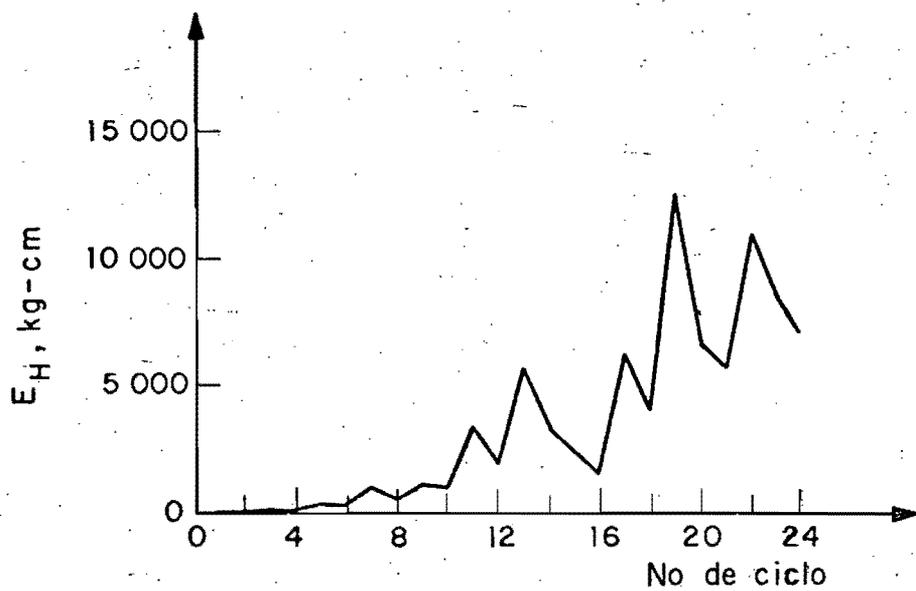


Fig 4.35 Espécimen E5. Historia de deformaciones unitarias registradas en los "Strain Gages para las cargas máximas en cada ciclo



a) Energía disipada por deformación acumulada en cada ciclo



b) Energía disipada por deformación en cada ciclo

Fig 4.36 Espécimen E5. Energía disipada por deformación

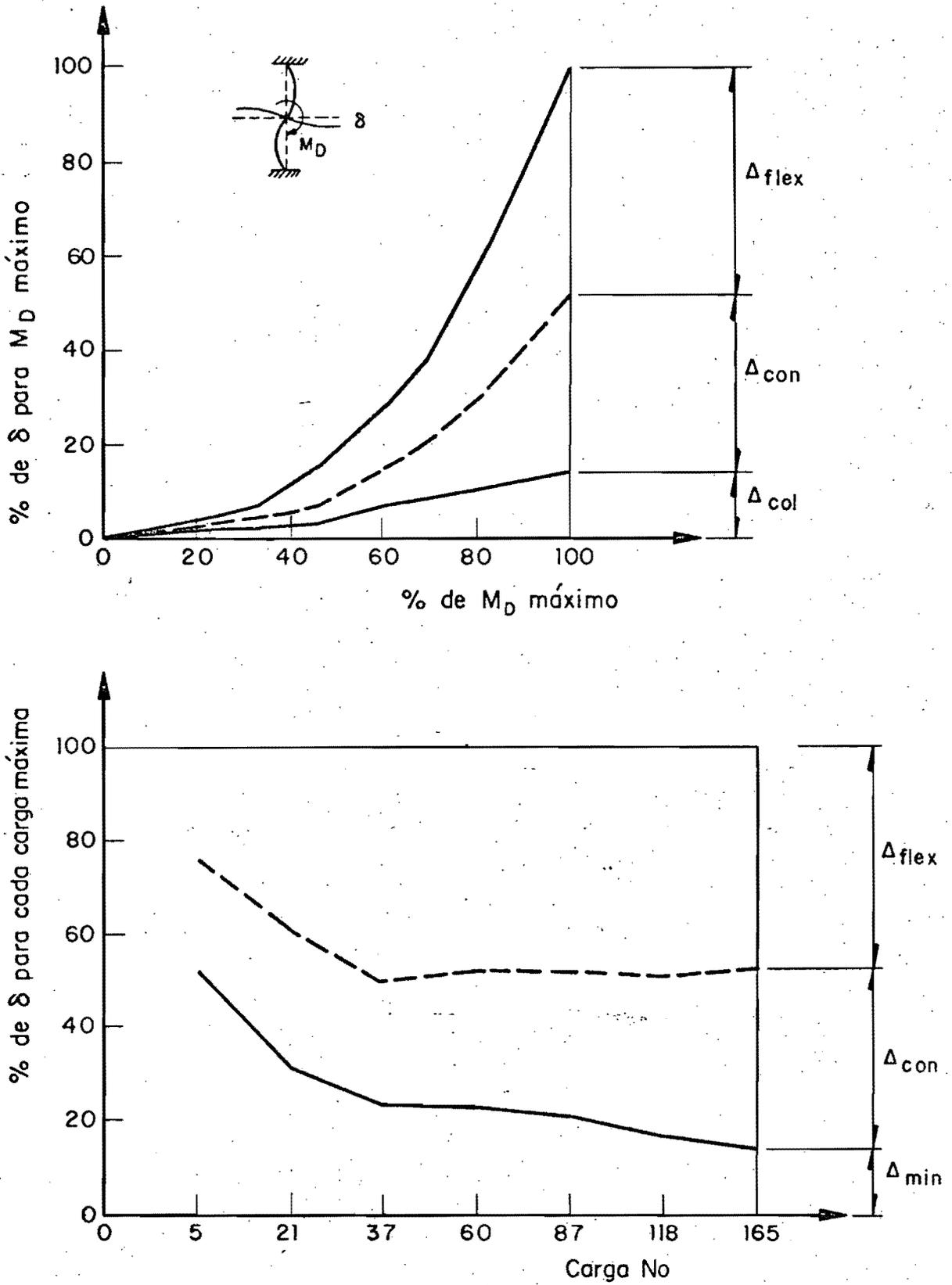
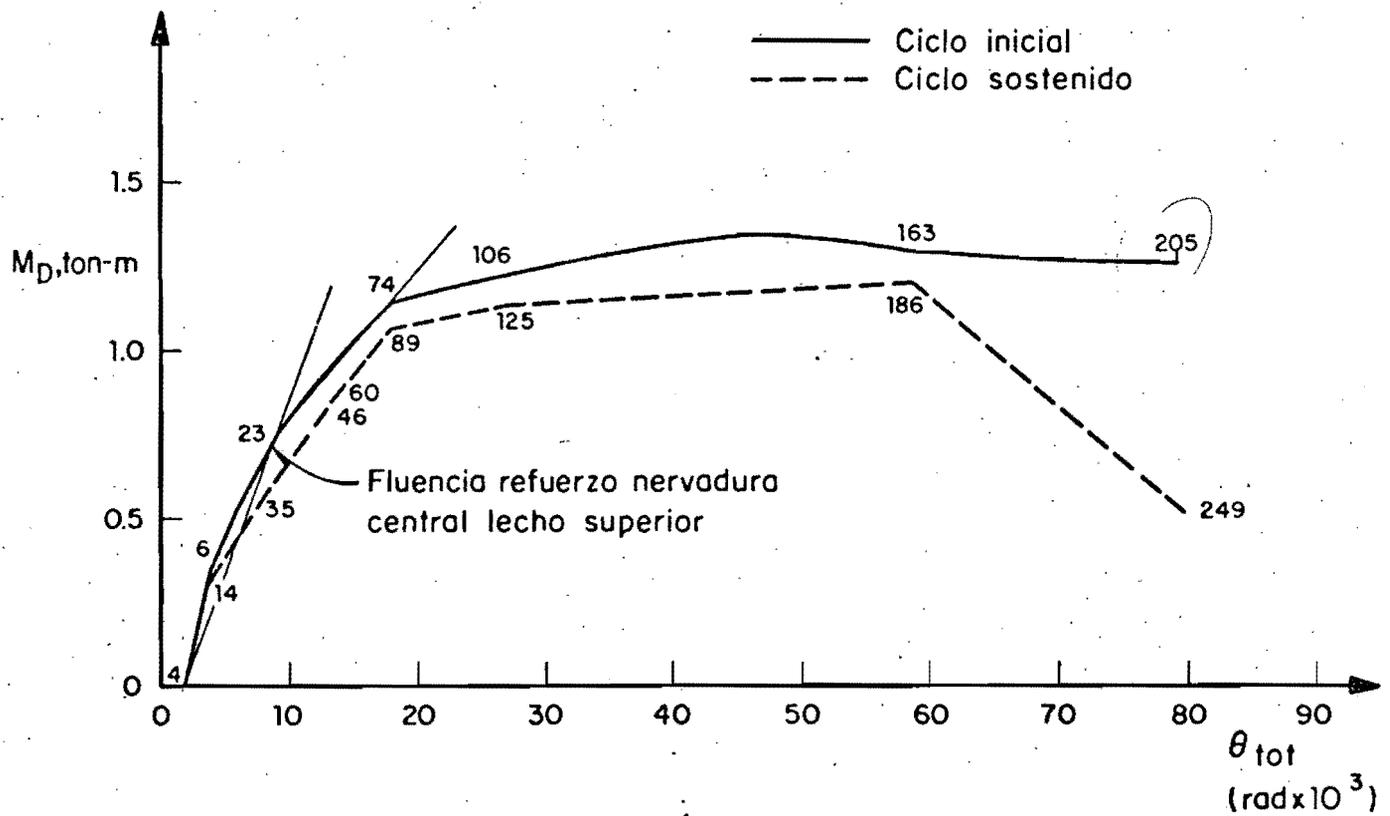
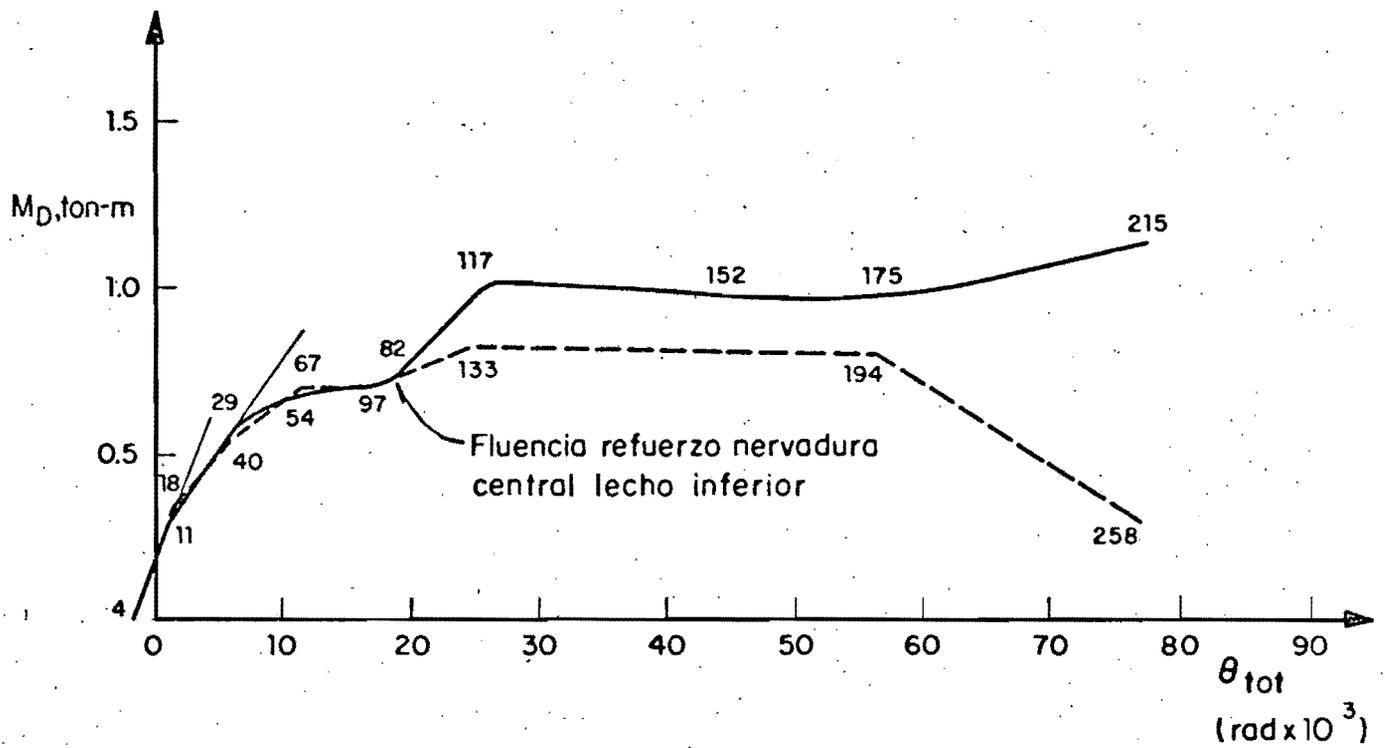


Fig 4.37 Especimen E5. Participación de cada fuente en el desplazamiento δ , lado Sur



a) Cargas máximas B

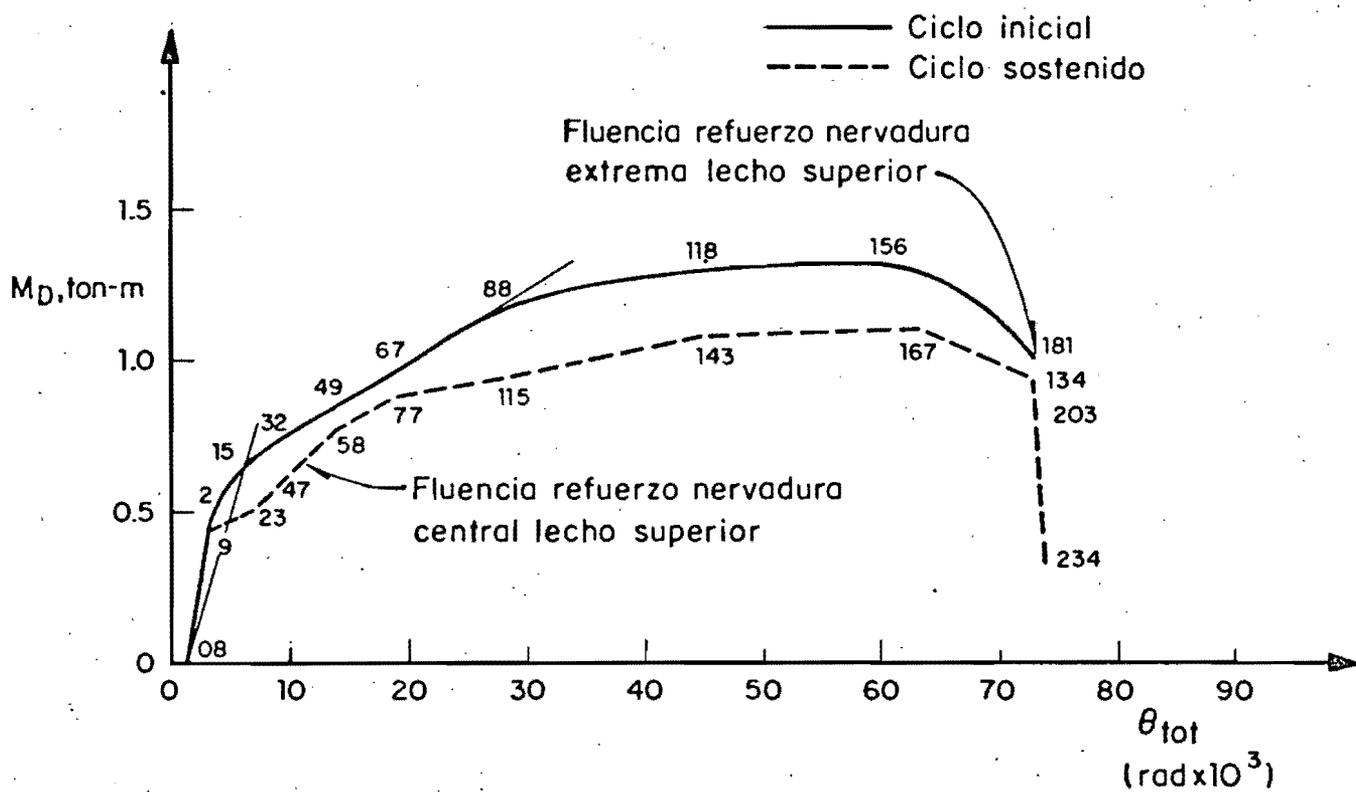


b) Cargas máximas D

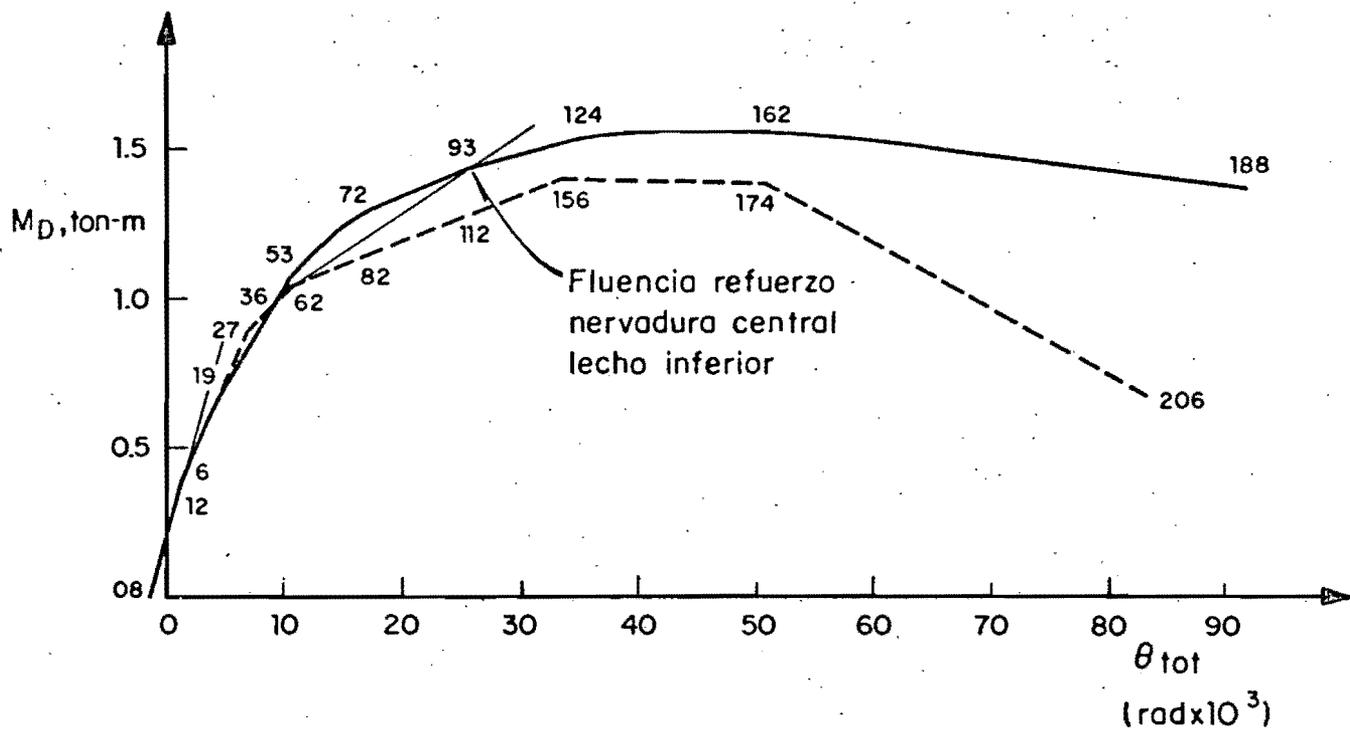
Fig 4.39 Espécimen E1A. Envoltura de rotaciones experimentales, lado Sur



Fig 4.38 Espécimen E5. Modo de falla

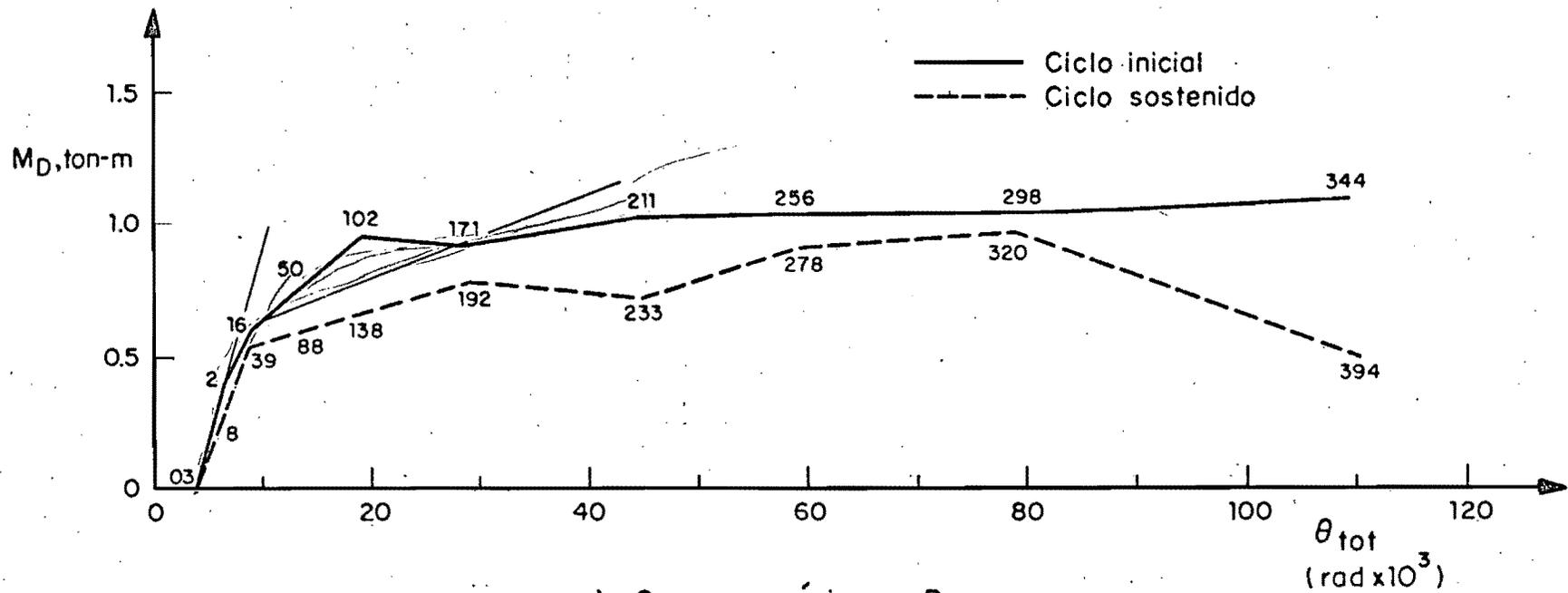


a) Cargas máximas B

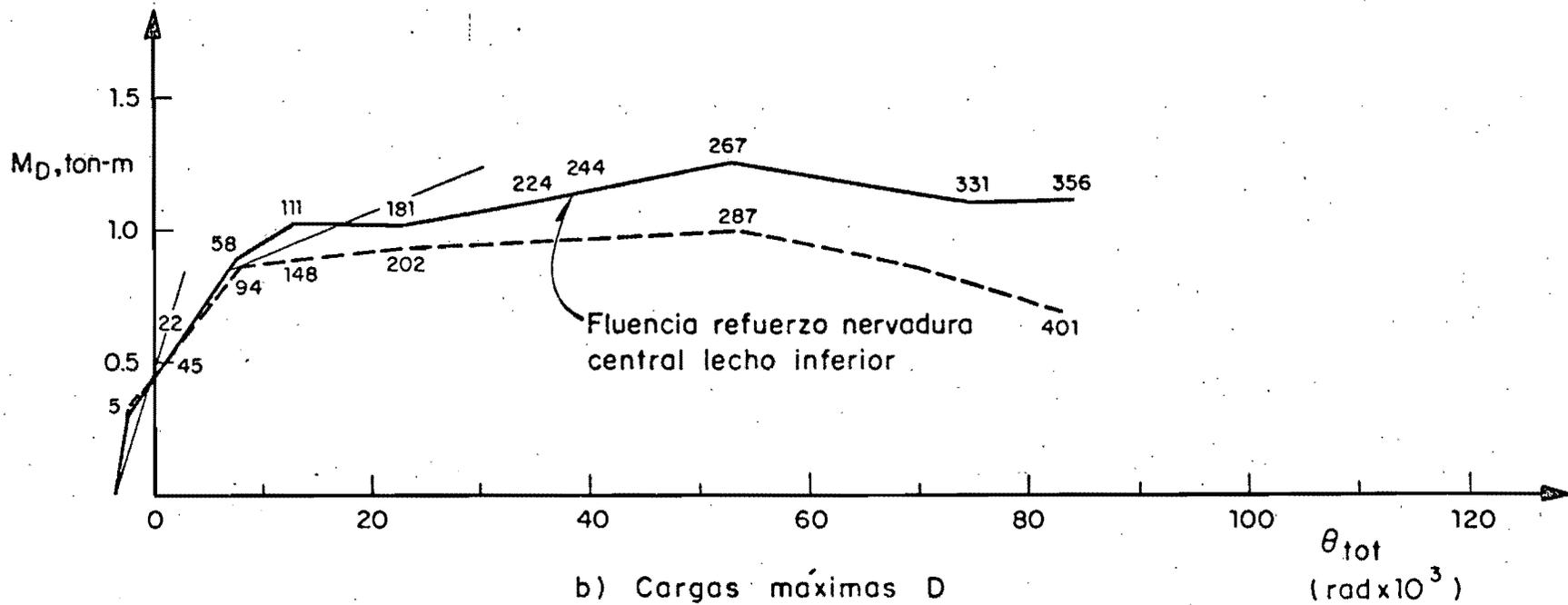


b) Cargas máximas D

Fig 4.40 Especimen E2. Envoltorio de rotaciones experimentales, lado Sur

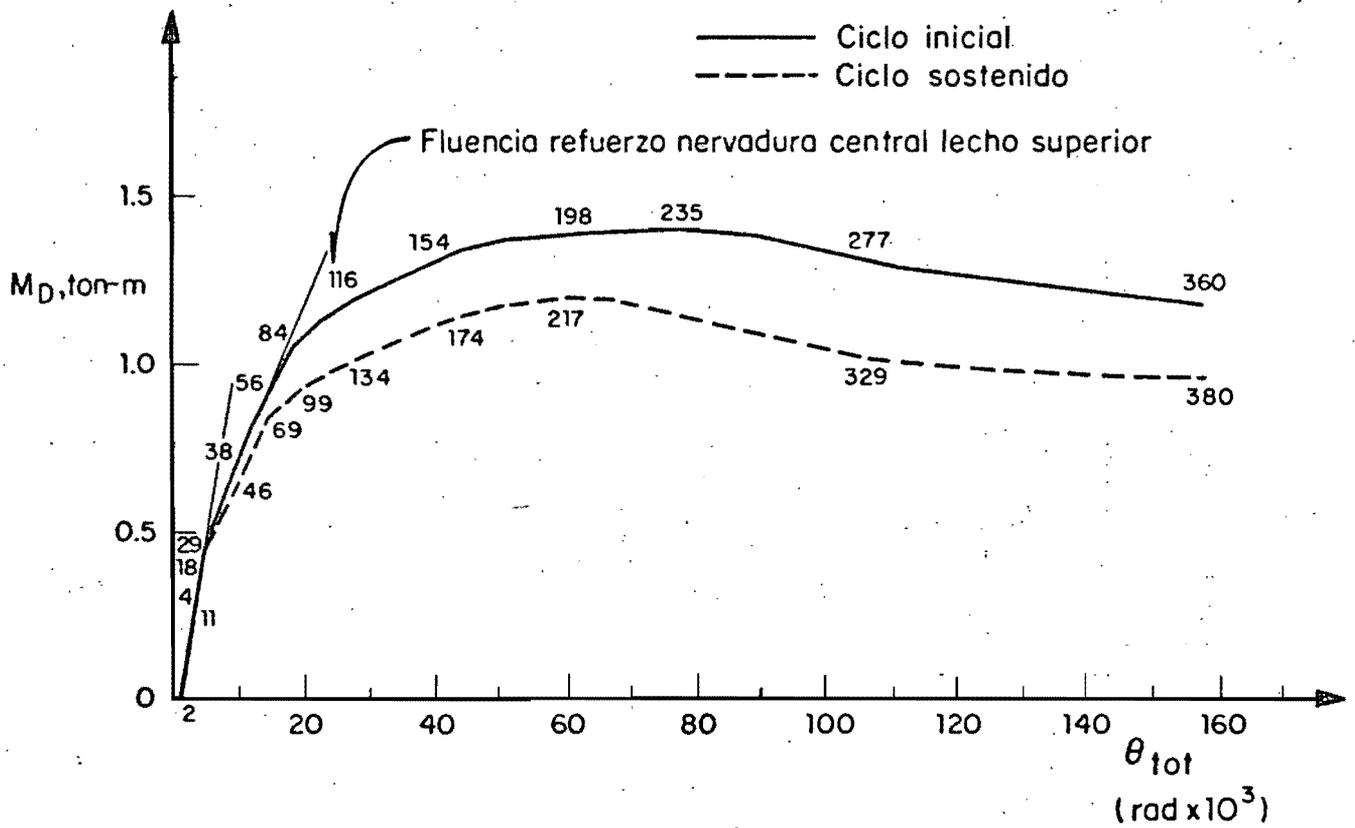


a) Cargas máximas B

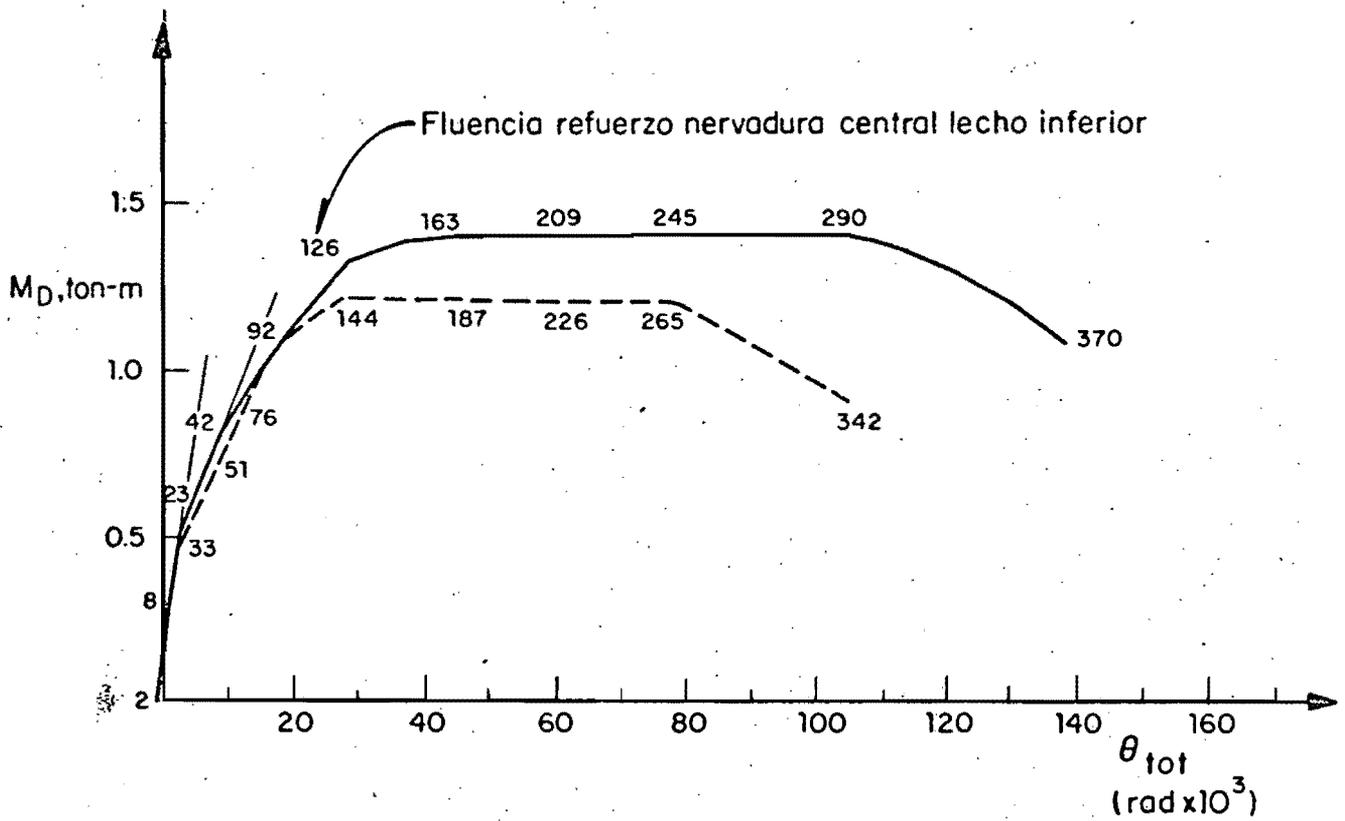


b) Cargas máximas D

Fig 4.41 Especimen E3. Envoltura de rotaciones experimentales, lado Sur

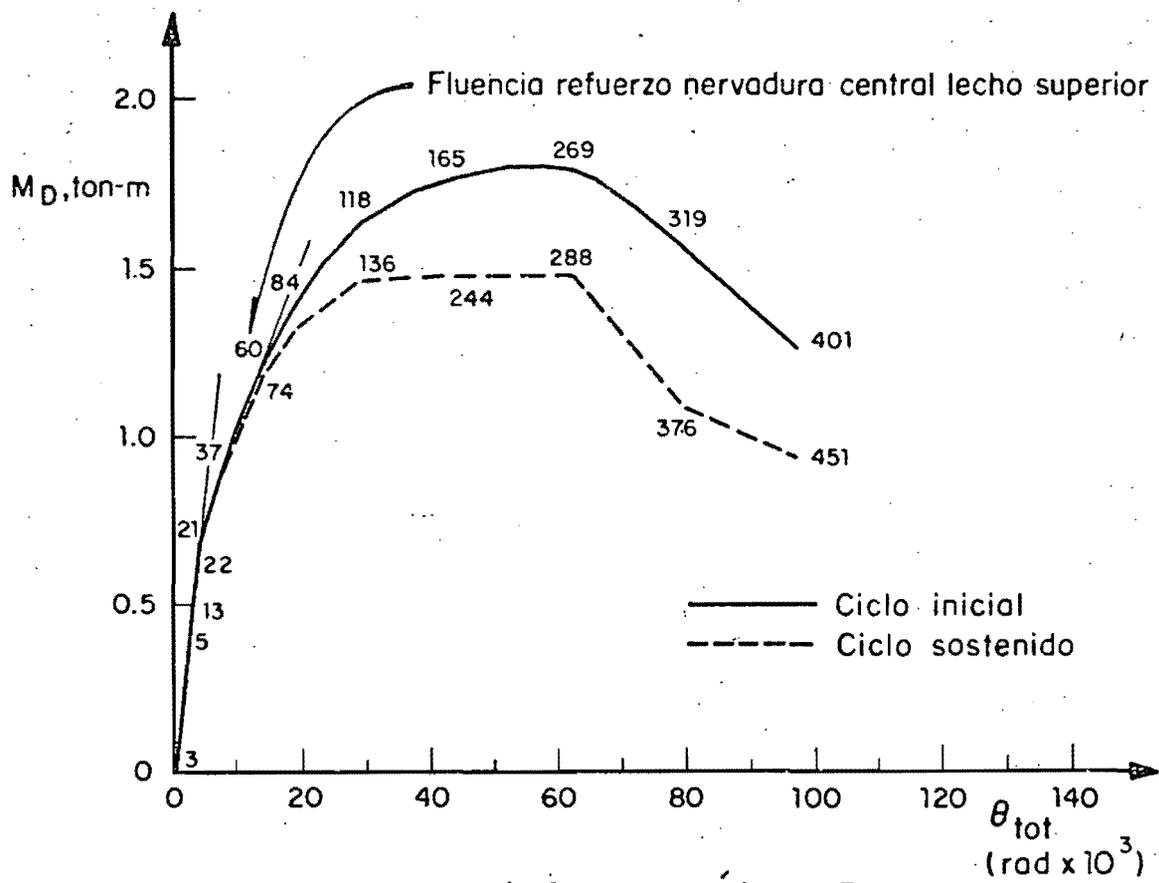


a) Cargas máximas B

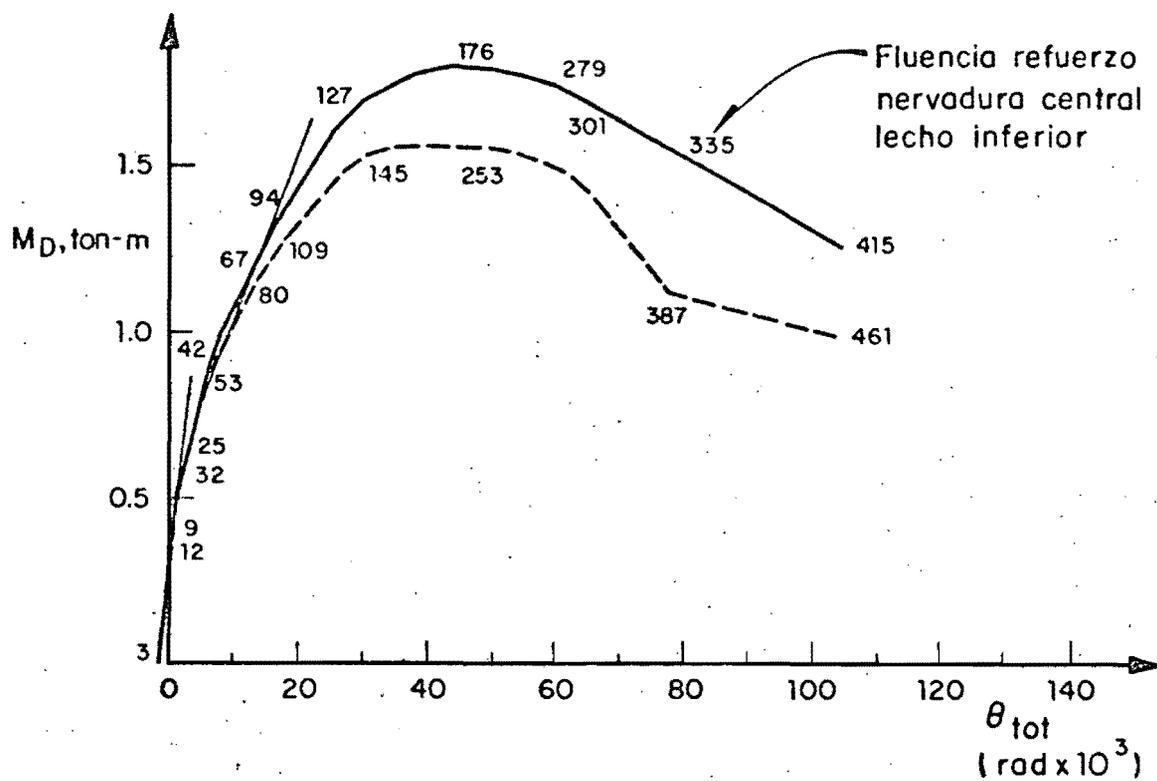


b) Cargas máximas D

Fig 4.42 Especimen E4. Envolvente de rotaciones experimentales, lado Sur



a) Cargas máximas B



b) Cargas máximas D

Fig 4.43 Especimen E5. Envoltente de rotaciones experimentales., lado Sur