

# ANALISIS DE LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

Mario Rodríguez\*  
Carlos Montoya\*\*

## RESUMEN

Se evalúan mediante procedimientos analíticos la resistencia y capacidad de ductilidad de curvatura de vigas y columnas de marcos de tres edificios de concreto reforzado, diseñados con diferentes reglamentos de construcción para la Ciudad de México. Las capacidades de ductilidad de curvatura se relacionan con la ductilidad global de desplazamiento de la estructura obtenida mediante procedimientos simplificados de análisis.

Se encontró que las resistencias y capacidades de ductilidad locales en vigas y columnas de los marcos estudiados que se diseñaron con reglamentos anteriores al de 1987, ayudan a explicar el comportamiento observado en edificios durante el terremoto de 1985 en México. Los resultados encontrados en la estructura diseñada con el criterio de marcos dúctiles del Reglamento de Construcciones del DF de 1987, muestran mejoras sustanciales tanto en la ductilidad de la estructura como en el comportamiento sísmico de éstas.

En base a las propiedades de las curvas esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo que comúnmente se emplean en México, se encontró que aún cuando algunos aceros de refuerzo cumplen con las especificaciones de las Normas Mexicanas para estos, la sobrerresistencia en estos aceros lleva a incrementos importantes en la resistencia del elemento estructural, especialmente en vigas y a disminuciones importantes en la ductilidad de la estructura.

## INTRODUCCION

Debido a la naturaleza aleatoria de las fuerzas sísmicas, éstas pueden superar por mucho a las acciones sísmicas estipuladas por reglamentos de construcción. Ejemplos de estos casos pueden encontrarse en terremotos recientes como el del 3 de Marzo de 1985 en Chile, o el del 19 de Septiembre de 1985 en México. La distribución y cantidad de daños en estructuras durante estos eventos sísmicos sugiere la existencia de fuentes de sobrerresistencias, las cuales no son consideradas en los reglamentos de construcción. Evidencias de algunos casos de sobrerresistencias en estructuras han sido documentadas en la literatura (refs 1,2,17).

Aún cuando la resistencia de estructuras es un parámetro básico para el estudio de la respuesta sísmica, ésta no puede definirse solo en términos de este parámetro, sino también en parámetros adicionales asociados a la respuesta inelástica, entre los que destacan la llamada

---

\*Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

\*\*Estudiante de Posgrado, Facultad de Ingeniería. DEPEFI, UNAM

ductilidad de la estructura y la capacidad de disipación de energía. La evaluación del comportamiento sísmico de estructuras durante el terremoto de México de 1985 indica casos de daños o colapsos asociados a capacidades inadecuadas en ambos parámetros. Como consecuencia de este comportamiento, el Reglamento de Construcciones para el DF de 1987 ( RDF87, ref 3) estipula nuevos requisitos de diseño con el objeto de mejorar el comportamiento sísmico de estructuras, en particular la capacidad de ductilidad de estructuras. Sin embargo, aún cuando se conoce de manera cualitativa que estas capacidades han mejorado respecto a reglamentos anteriores para el DF, no ha habido intentos de cuantificar estas mejoras.

También es de interés evaluar las capacidades de resistencia y ductilidad de marcos de concreto reforzado diseñados de acuerdo a reglamentos de construcción para el DF anteriores al de 1987, y relacionar estas capacidades con el comportamiento observado durante el terremoto de México de 1985. Existe en la literatura diversos procedimientos para evaluar las demandas de resistencia y ductilidad en estructuras; sin embargo, en pocos casos se ha hecho énfasis en comparar las demandas y capacidades de ductilidad en estructuras o en explicar las posibles fuentes de sobrerresistencias en éstas.

En esta investigación se evalúan mediante procedimientos analíticos la resistencia y capacidad de ductilidad de curvatura de elementos estructurales de algunos marcos de concreto reforzado diseñados de acuerdo a diversos reglamentos de construcción para el DF., incluyendo el RDF87. Estas capacidades se obtuvieron considerando las propiedades de las curvas esfuerzo-deformación tanto del concreto confinado por refuerzo transversal como las del acero de refuerzo longitudinal obtenidas a partir de una muestra de acero de refuerzo comunmente empleado en México. Las capacidades de ductilidad de curvatura se relacionan con la demanda de ductilidad global en la estructura obtenida mediante procedimientos simplificados de análisis.

#### CARACTERISTICAS DE ACEROS DE REFUERZO EMPLEADOS EN MEXICO

Los parámetros básicos que definen la curva esfuerzo-deformación del acero son: los esfuerzos de fluencia y de ruptura,  $f_y$  y  $f_{su}$  respectivamente; así mismo, la deformación de fluencia,  $\epsilon_y$ , la deformación en que empieza el endurecimiento por deformación,  $\epsilon_{sh}$ , y la deformación de ruptura,  $\epsilon_{su}$ . La información estadística de los valores de estos parámetros para los aceros de refuerzo que se emplean en México es incompleta, por lo que en esta investigación se estudió una muestra de aproximadamente 20 ensayos en tensión de barras de refuerzo de diferentes diámetros incluyendo barras del #8 (25 mm), obtenida en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El esfuerzo de fluencia nominal de estos aceros es  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Con esta información se seleccionó las curvas esfuerzo-deformación cuyas ordenadas representaban los límites inferior y superior encontrados en esta muestra, a los aceros correspondientes a estas curvas se les denomina aceros A1 y A2 respectivamente.

Los valores de los parámetros que definen las curvas esfuerzo-deformación de estos aceros se muestran en la Tabla 1, como también los valores mínimos que sugieren la especificaciones de las Normas Mexicanas (ref 6), los que se identifican en esta tabla como correspondientes al acero AMA. Estos valores indican que el acero A2 es bastante más resistente que el acero A1, y que las propiedades de este acero son comparables a las del acero AMA, por este motivo en esta investigación se estudian solo los aceros A1 y A2. Con los valores de la Tabla 1 se definen las curvas esfuerzo-deformación de los aceros A1 y A2 empleando el criterio de la ref 4, la que sugiere una curva no lineal para definir la zona de endurecimiento por deformación. En la Fig 1 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de los aceros A1 y A2 que se emplean en este estudio.

#### CRITERIOS PARA DEFINIR LA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD DE LA SECCION

En esta investigación se consideraron varios posibles criterios para definir la capacidad de ductilidad de la sección transversal de un elemento en flexión o flexocompresión. Asociada a la capacidad de ductilidad mas crítica se define la curvatura última  $\phi_u$ . Los diferentes criterios para definir la capacidad de ductilidad que se consideraron son: a)ruptura del refuerzo longitudinal en tensión, b)pérdida del confinamiento por la ruptura del refuerzo transversal, c)pérdida apreciable de la capacidad resistente y d)pandeo del refuerzo longitudinal en compresión.

#### Ruptura del refuerzo transversal

Estudios realizados en la Universidad de Canterbury (ref 7) con especímenes confinados por refuerzo transversal indican que la deformación en el concreto confinado asociado a la ruptura del refuerzo transversal,  $\epsilon_{cmx}$ , esta dado por

$$\epsilon_{cmx} = 0.004 + 0.090 \rho_s (f_{yh}/3050) \quad (ec 1)$$

$f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal en kg/cm<sup>2</sup>,  $\rho_s$  es la relación del volumen del acero de refuerzo transversal y el volumen del concreto confinado. La expresión anterior se basa en resultados de ensayos en compresión, los pocos ensayos en flexocompresión mencionados en la ref 7 indican que para estos casos sería muy conservador emplear la ec (1). En base a estos resultados experimentales, para definir la capacidad de ductilidad de la sección asociada a la pérdida del confinamiento, en esta investigación se considera como una primera aproximación que esta capacidad esta definida por la ruptura del refuerzo transversal asociada al valor 3  $\epsilon_{cmx}$ .

#### Pérdida apreciable de la capacidad resistente.

Algunos investigadores (ref 2) sugieren que la capacidad de ductilidad de la sección se alcanza cuando el momento resistente de la sección transversal se reduce al 80% de la capacidad resistente máxima alcanzada. En este trabajo se consideró un criterio similar, pero empleando el 85% de la capacidad anteriormente mencionada.

## Pandeo del refuerzo longitudinal.

Los reglamentos de construcción en zonas sísmicas especifican separaciones máximas para el refuerzo transversal de elementos estructurales, con el objeto de evitar el pandeo de barras de refuerzo longitudinal. Sin embargo, el comportamiento observado en algunas estructuras durante el terremoto de México de 1985 o en ensayos de laboratorio, indican la ocurrencia de este modo de falla. La solución analítica del problema del pandeo de refuerzo longitudinal es bastante compleja, por lo que en esta investigación se recurre a algunas hipótesis simplificadoras. Una primera hipótesis es aceptar que el desplazamiento lateral de las barras longitudinales está restringido en los puntos de contacto con el refuerzo transversal. También se emplea la hipótesis del lado conservador de aceptar que la separación del refuerzo transversal,  $S_h$ , define la longitud efectiva de pandeo. El modelo matemático del problema del pandeo para niveles de esfuerzos mayores que el de fluencia se basa en la analogía del pandeo de columnas (refs 8,9), empleando la teoría del módulo reducido (ref 8). De acuerdo a este criterio el esfuerzo de pandeo,  $f_p$ , para una sección circular de diámetro  $D$  se define como:

$$f_p = \frac{\pi^2}{16} \frac{E_r}{(S_h/D)^2} \quad (\text{ec } 2)$$

En esta expresión  $E_r$  es el módulo reducido del material (ref 8). En base a la metodología propuesta en la ref 10, en la ref 11 se desarrolla el procedimiento numérico para la solución de la ec (2). Dado que el valor de  $E_r$  depende del valor de  $f_p$ , es necesario recurrir a iteraciones empleando las características de la curva esfuerzo-deformación del acero en estudio. La solución de la ec (2) en función de la relación adimensional  $S_h/D$  se muestra en la Fig 2, tanto para los esfuerzos críticos de pandeo, Fig 2(a), como para las deformaciones en el acero asociados al pandeo de la barra, Fig 2(b).

En los casos de relaciones  $S_h/D$  mayores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia del acero, las que se indican en la Fig 2, el pandeo puede ocurrir simultáneamente con el desprendimiento del recubrimiento. Ejemplos de estos casos se han observado en ensayos experimentales de columnas en compresión y flexocompresión con relaciones  $S_h/D$  de aproximadamente 10 (ref 12). En base a esta evidencia experimental, para relaciones  $S_h/D$  del refuerzo longitudinal mayores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia del acero (Fig 2), en esta investigación se emplea la hipótesis simplista del lado conservador de aceptar que el pandeo del refuerzo longitudinal ocurre simultáneamente con el desprendimiento del concreto, el cual se define cuando la deformación de la fibra extrema en compresión alcanza el valor 0.004.

## EVALUACION DE LA RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE DUCTILIDAD DE CURVATURA EN MARCOS DE TRES EDIFICIOS

A partir de las relaciones constitutivas del concreto confinado y del acero de refuerzo longitudinal, es posible aplicar principios

básicos de estática y compatibilidad de deformaciones para evaluar la curva momento-curvatura de secciones transversales de elementos de concreto reforzado. En esta investigación, esta evaluación se hizo para marcos típicos de tres edificios considerando solo la respuesta de la sección ante solicitaciones monótonas crecientes. La curva esfuerzo- deformación del concreto confinado se evaluó empleando el criterio de Kent y Park modificado (ref 13).

## DESCRIPCION DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

### Edificio STC.

Este es un edificio de 10 niveles estructurado a base de marcos en ambas direcciones, y en combinación con muros de concreto reforzado en la dirección transversal, Fig 3. El edificio se diseñó de acuerdo a los requisitos del Reglamento de Construcciones del DF de 1966 (RDF66, ref 14). El terremoto de Septiembre de 1985 causó daños estructurales importantes en este edificio principalmente en la dirección longitudinal, en la que pudo observarse la formación de articulaciones plásticas en trabes de los primeros niveles y en los extremos inferiores de columnas del primer nivel, acompañado de la ocurrencia de pandeo del refuerzo longitudinal (refs 15 y 17). En la Fig 4 se muestran los armados típicos de algunos elementos estructurales del primer nivel, como son la columna interior, C1, y una viga de un marco de borde, T1. Para propósitos de comparación posterior con otros elementos estructurales, la columna se identifican como STC C1, y la viga como STC T1.

### Edificios diseñados de acuerdo a Reglamentos de Construcción para el D.F.de 1976 y 1987.

Para esta investigación se diseñaron las estructuras de dos edificios de 8 niveles que intentan representar estructuraciones típicas a base de marcos en ambas direcciones. Los diseños se efectuaron tanto con el Reglamento para el DF de 1976 (RDF76, ref 5), como con el RDF87. Estos edificios en adelante se identifican como edificios RDF76 y RDF87 respectivamente. Se consideró que estos edificios se ubican en la zona de mas alto riesgo sísmico del DF, y en ambos casos se empleó un factor de comportamiento sísmico igual a cuatro.

En la Fig 5 se muestran una planta y elevación típica de estas estructuras. En la Fig 6 se muestran los armados típicos de una columna y viga de borde del primer nivel, las que para el caso del edificio RDF76 se identifican como CRDF-76 y TRDF-76 respectivamente. En el caso del edificio RDF87 se identifican como CRDF-87 y TRDF-87 respectivamente.

## EVALUACION DE LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE CURVATURA DE LAS COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

La curvatura de fluencia en columnas se definió empleando la rigidez secante en 0.75 de la capacidad máxima alcanzada, como se ilustra en la Fig 7 (ref 16). Las curvas momento-curvatura para

las diferentes secciones de columnas estudiadas se muestran en la Fig 8, para los casos de ambos tipos de acero, A1 y A2. Como se aprecia en estos resultados, en los casos de la columnas de los edificios STC y RDF76, las ductilidades de curvaturas son bastante pobres y la capacidad de ductilidad de la sección estuvo asociada a la pérdida de resistencia, aún cuando en algunos casos las curvaturas últimas fueron cercanas a las del modo de falla asociado al pandeo de las barras de refuerzo longitudinal. La evaluación de resultados indica que en estas columnas el acero de refuerzo longitudinal no tuvo incursiones importantes en la zona de endurecimiento por deformación, por lo que la influencia del tipo de acero en las capacidades de resistencia y ductilidad de curvatura no fueron importantes. Lo contrario ocurrió en la columna CRDF-87, en la que el empleo del acero más resistente (acero A2) redujo la capacidad de ductilidad de curvatura en aproximadamente 50%, y aumentó la resistencia en un 25%. Además en esta columna el modo de falla fue el de pandeo del refuerzo longitudinal, con curvaturas cercanas al modo de falla asociado a la ruptura del refuerzo transversal y con ductilidades de curvatura bastante mayores que las de las columnas de los edificios STC y RDF76.

La influencia del tipo de acero en las ductilidades de curvatura de las secciones de columnas estudiadas del edificio RDF87 puede explicarse si se consideran los modos de falla que se encontraron. En estas columnas el modo de falla estuvo asociado al pandeo del refuerzo longitudinal, y como puede observarse en la Fig 2, para una relación específica  $S_b/D$ , las barras con el acero más resistente (A2) tienen una deformación asociada al pandeo menor que las que tendrían con el acero A1, lo que lleva a que empleando este acero las capacidades de ductilidad de curvatura sean mayores que las que se tendrían empleando el acero A2.

La relación  $P/A_g f'_c$  para la columna STC C1 fue 0.64 y para las columnas CRDF-76 y CRDF-87 fue aproximadamente 0.18. Esto ayuda a explicar la menor capacidad de ductilidad de curvatura de la columna STC C1 respecto a la de la columna CRDF-76.

#### EVALUACION DE LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE CURVATURA DE LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

La curvatura de fluencia en vigas se definió aproximando las curvas momento-curvatura a curvas bilineales con segunda pendiente positiva. Las curvas momento-curvatura obtenidas en esta investigación para las vigas de los edificios estudiados se presentan en las Figs 9 y 10, para los casos de momentos negativo y positivo respectivamente. Como se aprecia en estos resultados las capacidades de ductilidad de curvaturas obtenidas con la viga del edificio RDF87 son mayores que las de las vigas de los edificios STC y RDF76. También estos resultados muestran que la condición de momento negativo rigió la capacidad de ductilidad de curvatura de las vigas de los tres edificios, y el modo de falla asociado en estos casos fue el de pandeo de las barras del lecho inferior. Así mismo, como en el caso del pandeo de las barras de refuerzo de la columna CRDF-87, se encontró que en la condición de momento negativo el empleo del acero tipo A2 disminuyó en

todos los casos la capacidad de ductilidad de curvatura en un 50%, como se aprecia en la Fig 9 (d) correspondiente al caso de la viga TRDF-87. En la condición de momento positivo de las vigas de los edificios STC y RDF87 (Figs 10(a) y 10(c)), el modo de falla que rigió fue el de ruptura del refuerzo en tensión, con valores de ductilidades de curvaturas del mismo orden, además en estos casos el empleo del acero más resistente generalmente incrementó las ductilidades de curvaturas en un 50% respecto a los casos del empleo del acero menos resistente. Sin embargo, en el caso de las vigas del edificio RDF76 en la condición de momento positivo, el modo de falla que se encontró fue el de pandeo de las barras del lecho superior y el empleo del acero A2 disminuyó la capacidad de ductilidad de curvatura en un 30% respecto al caso con acero A1.

## ANALISIS DE LA CAPACIDAD RESISTENTE EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### Capacidad Resistente en flexión y flexocompresión.

Las resistencias obtenidas a partir de las ordenadas máximas de las curvas momento-curvatura de las secciones estudiadas,  $M_{máx}$ , se compararon con el momento resistente  $MR$ , obtenido empleando los procedimientos estipulados por el Reglamento de Construcciones para el DF (ref 3), ignorando factores de reducción de resistencia y empleando las resistencias que se especifican en el proyecto estructural, (para la resistencia del concreto se empleó el valor  $f \cdot c$ ). Los resultados para el cociente entre  $M_{máx}$  y  $MR$ , el cual se denomina  $F1$ , se muestran en la Tabla 2 para las diversas secciones estudiadas.

En el caso de vigas estos resultados indican que empleando el acero A1, los valores para  $F1$  varían entre 1.3 y 1.8, y en vigas con acero A2 este intervalo cambia a 1.6 y 2.8. Estas sobrerresistencias se deben principalmente a que los reglamentos de construcción ignoran la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal.

En el caso de las columnas estudiadas el factor  $F1$  varía entre 1.36 y 1.9, y la influencia del tipo de acero generalmente no es importante. En estos casos estas sobrerresistencias se deben principalmente a que los reglamentos de construcción consideran que la deformación máxima del concreto en compresión es 0.003, ignorando el incremento en estas deformaciones por el efecto del confinamiento y como consecuencia se ignora no solo el incremento en la contribución del concreto en compresión, sino también en algunos casos la contribución de la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal.

Estas sobrerresistencias, particularmente en el caso de vigas, ayudan a explicar las diferencias encontradas entre el daño observado en estructuras afectadas por el terremoto del 19 de Septiembre de 1985 en México y resultados de estudios analíticos. Ejemplos de estas diferencias se mencionan en la ref 17.

## Capacidad resistente en cortante y posibilidad de formación de mecanismos de colapso en flexión.

La sobrerresistencia en flexión o flexocompresión no solo conduce a diseños antieconómicos sino también puede provocar modos de falla no considerados en el diseño original, como por ejemplo el de cortante. Esta posibilidad se estudia en la Tabla 3 mediante la evaluación del parámetro  $F_2$ , el cual se define como el cociente entre  $V_{máx}$  y  $V_R$ .  $V_R$  es la fuerza cortante resistente de la sección de acuerdo al actual reglamento de construcción para el DF (ref 3), considerando la contribución del concreto e ignorando el factor de reducción de resistencia.  $V_{máx}$  es la fuerza cortante asociada a la formación de articulaciones plásticas en los extremos del elemento estructural y suponiendo que este se deforma en doble curvatura. Los valores de  $F_2$  en la Tabla 2 indican que la ocurrencia de mecanismos de colapso asociados a la formación de articulaciones plásticas es en algunos casos dudosa, como ocurre en el caso del edificio RDF76, en el que si se considera la resistencia por cortante estipulada por los reglamentos se tendría que predomina el modo de falla de cortante. Esta situación se agrava si se ignora la contribución del concreto a la resistencia en cortante, lo que puede ocurrir por el deterioro de esta resistencia debida a la acción de ciclos inelásticos reversibles típicos de un terremoto.

## CAPACIDAD DE DUCTILIDAD GLOBAL DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

La llamada ductilidad global de desplazamientos merece un comentario especial. Debe tomarse en cuenta que este parámetro no es suficiente para definir completamente la respuesta sísmica de la estructura, ya que existen otros factores que influyen en esta respuesta. Sin embargo, de manera análoga al criterio que siguen reglamentos de construcción en zonas sísmicas, en este artículo este parámetro se toma como un índice que permite una primera aproximación a la respuesta sísmica de la estructura.

La revisión de las capacidades resistentes de vigas y columnas de los edificios estudiados indican que es posible la formación del mecanismo de colapso de vigas, además en el caso del edificio STC, la revisión de daños de este edificio (ref 15), sugiere también la formación incipiente de este tipo de mecanismo. Como puede apreciarse en la Fig 8, las capacidades de ductilidad de curvatura para las secciones de columnas de los edificios STC y RDF76 son alrededor de 4 y 6 respectivamente. Los resultados encontrados en esta investigación, parte de los cuales se muestran en la Fig 9, indican que dependiendo del tipo de acero las capacidades de ductilidad de curvatura en trabes de ambos edificios varían entre 7 y 15.

En la ref 18 se desarrollan expresiones paramétricas para relacionar ductilidades de curvatura y la ductilidad global de desplazamiento de marcos de concreto reforzado. Estas expresiones emplean los parámetros  $l_c/l_{pc}$  y  $l_c/l_{pb}$ .  $l_c$  es la altura de columnas medidas a ejes de entrepiso,  $l_{pc}$  y  $l_{pb}$  son respectivamente las longitudes de articulación plástica en



columnas y vigas. De acuerdo a la ref 18 y considerando las propiedades geométricas de los edificios STC y RDF76 puede encontrarse que los parámetros  $lc/lpc$  y  $lc/lpb$  valen 10 y 7.5 respectivamente. Empleando estos valores y los resultados de la ref 18, se encuentra que para una demanda de ductilidad global de desplazamientos igual a 2 en los marcos de los edificios STC y RDF76, la demandas de ductilidad de curvatura en trabes y columnas es aproximadamente 7. Aún cuando este valor excede en algo a las capacidades de ductilidad de curvatura de las columnas de estos edificios, las aproximaciones involucradas en la obtención de demandas y capacidades de ductilidad sugieren que el valor de 2 es una aproximación razonable a la capacidad de ductilidad global de desplazamientos de estos edificios.

En las refs 15 y 17 se evalúan las demandas de ductilidad de curvatura de vigas y columnas del edificio STC mediante criterios de análisis dinámico no lineal y empleando el registro SCT-EW (ref 15). Las demandas encontradas varían entre 10 y 20 en trabes y en columnas entre 7 y 14, dependiendo en cada caso si se emplea para  $lp$  (longitud de articulación plástica) un peralte del elemento estructural o la mitad de este respectivamente. Estos valores indican que los métodos de análisis de capacidad de ductilidad que se emplean en esta investigación estarían subestimando la ductilidad de la estructura. Sin embargo, a diferencia de los métodos que se emplean en este trabajo, los métodos de análisis dinámico no lineal como el empleado en la ref 15, solo proporcionan información de envolventes de demandas máximas de ductilidades locales, por lo que no es posible inferir la ductilidad global de desplazamiento de la estructura asociada a estas demandas locales.

En el caso del edificio diseñado con el RDF87, dependiendo del tipo de acero las capacidades de ductilidades de curvaturas en vigas varía entre 15 y 26 (Fig 9) y para columnas entre 13 y 22 (Fig 8). De acuerdo a la ref 18 y considerando las propiedades geométricas de este edificio se encuentra que los parámetros  $lc/lpc$  y  $lc/lpb$  pueden tomarse como 6 y 4.5 respectivamente. Empleando estos valores y los resultados de la ref 18, se encuentra que para una demanda de ductilidad global de desplazamientos igual a 4 en este edificio, la demanda de ductilidad de curvatura en vigas y columnas es aproximadamente igual a 12. De acuerdo a estos resultados este edificio puede alcanzar una ductilidad global de desplazamientos igual a 4. Para esta ductilidad y en el caso del empleo del acero más resistente, las capacidades de ductilidad de curvatura exceden solo ligeramente a las demandas respectivas, lo que muestra una característica desfavorable de este tipo de acero. Sin embargo, para una comparación más rigurosa debe tomarse en cuenta que una estructura con mayor resistencia que otra puede tener demandas de ductilidad menores.

## CONCLUSIONES

En esta investigación se relacionan las demandas de ductilidad global de desplazamientos de tres edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado, con las capacidades de ductilidad de curvatura de vigas y columnas. Uno de estos

edificios fue diseñado con el reglamento de construcciones para el DF de 1966, y tuvo daños estructurales importantes durante el terremoto de Septiembre de 1985 en México. Los otros dos edificios corresponden a edificios hipotéticos que pretenden representar estructuras típicas a base de marcos diseñados de acuerdo a los reglamentos de construcciones para el DF de 1976 y 1987 respectivamente.

Como resultado de este estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1) La evaluación de las capacidades de ductilidades de curvatura de los elementos estructurales de los edificios diseñados con reglamentos anteriores al de 1987 y los métodos que se desarrollan en la ref 18 para el análisis de capacidad de ductilidad global indican que estas estructuras tienen una capacidad de ductilidad global de desplazamientos de aproximadamente dos. En el caso de estructuras diseñadas con el criterio de marcos dúctiles del RDF87, este estudio indica incrementos importantes en las capacidades de ductilidad de curvatura de vigas y columnas respecto a los otros edificios estudiados, con estos incrementos estructuras de este tipo pueden alcanzar una ductilidad global de desplazamientos de aproximadamente cuatro.

2) El análisis de las capacidades de ductilidad de las secciones transversales de los elementos estructurales estudiados muestra que las columnas de los edificios estudiados que se diseñaron con reglamentos anteriores al de 1987 presentan capacidades de ductilidad de curvatura generalmente asociadas a la disminución de la capacidad resistente en flexocompresión, además estas capacidades fueron bastantes menores que las de las vigas. El terremoto del 19 de Septiembre de 1985 en México agravó el problema de la disminución de la capacidad resistente en flexocompresión, ya que tuvo un número importante de incursiones inelásticas con amplitudes considerables, lo que produjo deterioro en esta capacidad. Esto ayuda a explicar los motivos del número considerable de colapsos de columnas observados en este evento sísmico. Los resultados de esta investigación indican que la capacidad de ductilidad de curvatura de las columnas del edificio diseñado con el criterio de marcos dúctiles de el RDF87 no estuvo asociada a la disminución de la capacidad resistente, lo que indica una mejora en el comportamiento sísmico de estas columnas respecto a las diseñadas con reglamentos anteriores.

3) El estudio de las características de las curvas esfuerzo-deformación de barras de refuerzo de una muestra obtenida en la Ciudad de México permitió distinguir dos tipos de aceros. Ambos tienen un esfuerzo de fluencia nominal de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y cumplen con las especificaciones de las normas mexicanas (ref 6); sin embargo, las ordenadas de las curvas esfuerzo-deformación de un tipo de acero son bastante mayores que las del otro tipo. En esta investigación se encontró que en las columnas de los edificios diseñados con reglamentos anteriores al de 1987, el efecto del tipo de acero en las capacidades de ductilidad no es importante. Sin embargo, tanto en columnas como en vigas con momento negativo (lecho inferior en compresión) del edificio diseñado con el RDF87, así como en la mayoría de vigas de los edificios diseñados

con reglamentos anteriores al de 1987, el empleo del acero más resistente disminuyó las capacidades de ductilidad de curvatura en un 50% respecto a las que se obtendrían empleando el acero menos resistente.

4) Las capacidades resistentes máximas obtenidas de las curvas momento-curvatura de las secciones estudiadas en flexión y flexocompresión fueron en la mayor parte de los casos bastante mayores que las resistencias calculadas con los criterios especificados por reglamentos de construcción para el DF. Estos incrementos fueron especialmente importantes en vigas, principalmente por que los reglamentos de construcción ignoran la participación de la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal. En algunos casos de vigas en momento negativo y con el tipo de acero más resistente estos incrementos llegaron a alcanzar valores del orden del 100%. En vigas con momento positivo, este tipo de acero produjo en algunos casos incrementos del orden del 180%. Estas sobrerresistencias ayudan a explicar las diferencias encontradas entre el daño observado en estructuras afectadas por el terremoto de Septiembre de 1985 en México y resultados de estudios analíticos.

5) Los resultados de esta investigación indican que en las secciones estudiadas, la capacidad en cortante calculada de acuerdo a criterios establecidos por los reglamentos de construcción, en la mayor parte de los casos permite la formación de mecanismos de colapso en flexión, aún con las resistencias máximas obtenidas de los diagramas momento-curvatura. Sin embargo, en algunos casos de edificios diseñados con reglamentos para el DF anteriores al de 1987, si se considera la capacidad en cortante estipulada por los reglamentos, los resultados de este estudio indican que es posible la ocurrencia de modos de falla en cortante, el cual por ser un modo de falla frágil es indeseable. En los casos de columnas de edificios con estas características que tuvieron que resistir el terremoto de México de 1985, es posible que no solo se produjo el deterioro de la resistencia en flexocompresión anteriormente mencionado, sino también el de la capacidad en cortante.

6) Con el objeto de mejorar el comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado, como también para evitar el diseño de estructuras antieconómicas, los resultados de esta investigación indican que se deben hacer algunas modificaciones a las especificaciones de las propiedades mecánicas que se estipulan en México para barras de refuerzo con esfuerzo de fluencia nominal de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Se sugiere limitar los valores máximos de las resistencias de aceros de refuerzo no solo para niveles de esfuerzos correspondientes al de fluencia, sino también para esfuerzos correspondientes a la zona de endurecimiento por deformación.

## AGRADECIMIENTOS

Este artículo fue escrito por el primero de los autores durante su año sabático transcurrido en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, por lo que agradece a esta Universidad el apoyo proporcionado.

Se agradece a Roberto Meli sus comentarios a este artículo.

## REFERENCIAS

- 1) Bertero, V.V., "Lessons Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for Earthquake-Resistant Design of Buildings Structures in the United States", Earthquake Spectra Journal, Vol 2 (4), 1986
- 2) Priestley M.J.N. y Park R., "Strength and ductility of concrete Bridge Columns Under Seismic Loading", ACI Structural Journal, Enero- Febrero 1987, pp 61-76.
- 3) Reglamento de Construcciones para el DF, Diario Oficial, México, Julio de 1987.
- 4) Park R. y Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", J. Wiley & Sons , 1974.
- 5) Reglamento de Construcciones para el DF, Diario Oficial, 15 de Diciembre de 1976.
- 6) NOM-B-6 , "Varillas corrugadas y lisas de acero, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de Concreto", Dirección General de Normas, Secretaria de Comercio y Fomento Industrial, 1987.
- 7) Scott B.D., Park R y Priestley M.J.N., "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Proceedings V> 79, No 1, Enero-Febrero 1982, pp 13-27
- 8) Salmon C. y Johnson J., "Steel Structures", Second Edition, Harper and Row.
- 9) Bresler B. y Gilbert P.H., "The Requirements for Reinforced Concrete Columns", Journal of the American Concrete Institute, Noviembre 1961, pp 555-569
- 10) Bernal D., "Relación entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de Concreto", Informe Instituto de Ingeniería, Diciembre 1982.
- 11) Montoya C., "Resistencia y ductilidad en elementos de concreto reforzado", Tesis, Facultad de Ingeniería, UNAM, Enero 1989.
- 12) Hudson F., "Reinforced Concrete Columns: effects of lateral tie Spacing on Ultimate Strength", ACI Publication SP 13, 1966, pp 235-244
- 13) Park R., Priestley M.J., N., y Gill W.D., "Ductility of Square-

Confined Concrete Columns," Proceedings, ASCE, V. 108, ST4, Abril 1982, pp 929-950.

14) Reglamento de Construcciones para el DF, Diario Oficial, México, 1966.

15) Meli R. y Avila J., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985- Analysis of Building Response", Earthquake Spectra Journal, Vol 5, Number 1, Febrero 1989, pp 1-16.

16) Park R., "Ductility Evaluation From Laboratory and Analytical Testing", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, (1988).

17) Meli R. y Avila J., "Análisis de la respuesta de algunos edificios dañados por el sismo de 1985 en la Ciudad de México", Revista Ingeniería Sísmica, Mayo-Agosto 1989, Núm 36, pp 35-52.

18) Rodríguez M., "Evaluación de la ductilidad en marcos de concreto reforzado", por publicar, 1990

TABLA 1

PROPIEDADES MECANICAS TIPICAS DE ACEROS DE REFUERZO

	Acero A1	Acero A2	AMA
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	5100	4200
$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7200	12000	6300
$\epsilon_y$	0.002	0.0025	0.002
$\epsilon_{sh}$	0.010	0.010	0.010
$\epsilon_{su}$	0.13	0.180	0.080

TABLA 2

RESISTENCIA EN FLEXION Y FLEXOCOMPRESION DE SECCIONES TIPICAS

ELEMENTO ESTRUCTURAL	$M_R$ (ton-m) <sup>A</sup> (1)	$M_{max}$ (ton-m) (2)	$F_1$ (2)/(1)
STC T1 A1(+)		123.24	1.79
STC T1 A2(+)	72.22	201.37	2.79
STC T1 A1(-)		174.15	1.27
STC T1 A2(-)	136.24	216.72	1.58
TRDF-87 A1(+)		98.87	1.70
TRDF-87 A2(+)	58.02	162.99	2.81
TRDF-87 A1(-)		142.18	1.49
TRDF-87 A2(-)	95.65	187.74	1.96
TRDF-76 A1(+)		43.00	1.53
TRDF-76 A2(+)	28.19	59.50	2.11
TRDF-76 A1(-)		57.90	1.38
TRDF-76 A2(-)	41.82	72.50	1.73
STC C1 A1		293.90	1.71
STC C1 A2	172.27	327.04	1.90
CRDF-87 A1		306.81	1.43
CRDF-87 A2	214.94	381.50	1.77
CRDF-76 A1		114.18	1.36
CRDF-76 A2	83.94	123.88	1.47

(+) Lecho inferior en tension  
 (-) Lecho superior en tension

TABLA 3

RESISTENCIA EN CORTANTE DE SECCIONES TIPICAS

ELEMENTO ESTRUCTURAL	$V_R$ (ton) (1)	$V_{max}$ (ton) (2)	$F_2$ (2)/(1)
STC T1 A1		47.44	0.83
STC T1 A2	57.36	60.85	1.06
TRDF-87 A1		47.14	0.74
TRDF-87 A2	63.74	61.76	0.97
TRDF-76 A1		29.80	1.32
TRDF-76 A2	22.63	34.40	1.52
STC C1 A1		118.75	0.59
STC C1 A2	202.00	132.14	0.65
CRDF-87 A1		185.95	0.71
CRDF-87 A2	262.28	231.21	0.88
CRDF-76 A1		69.20	1.12
CRDF-76 A2	61.86	75.08	1.21

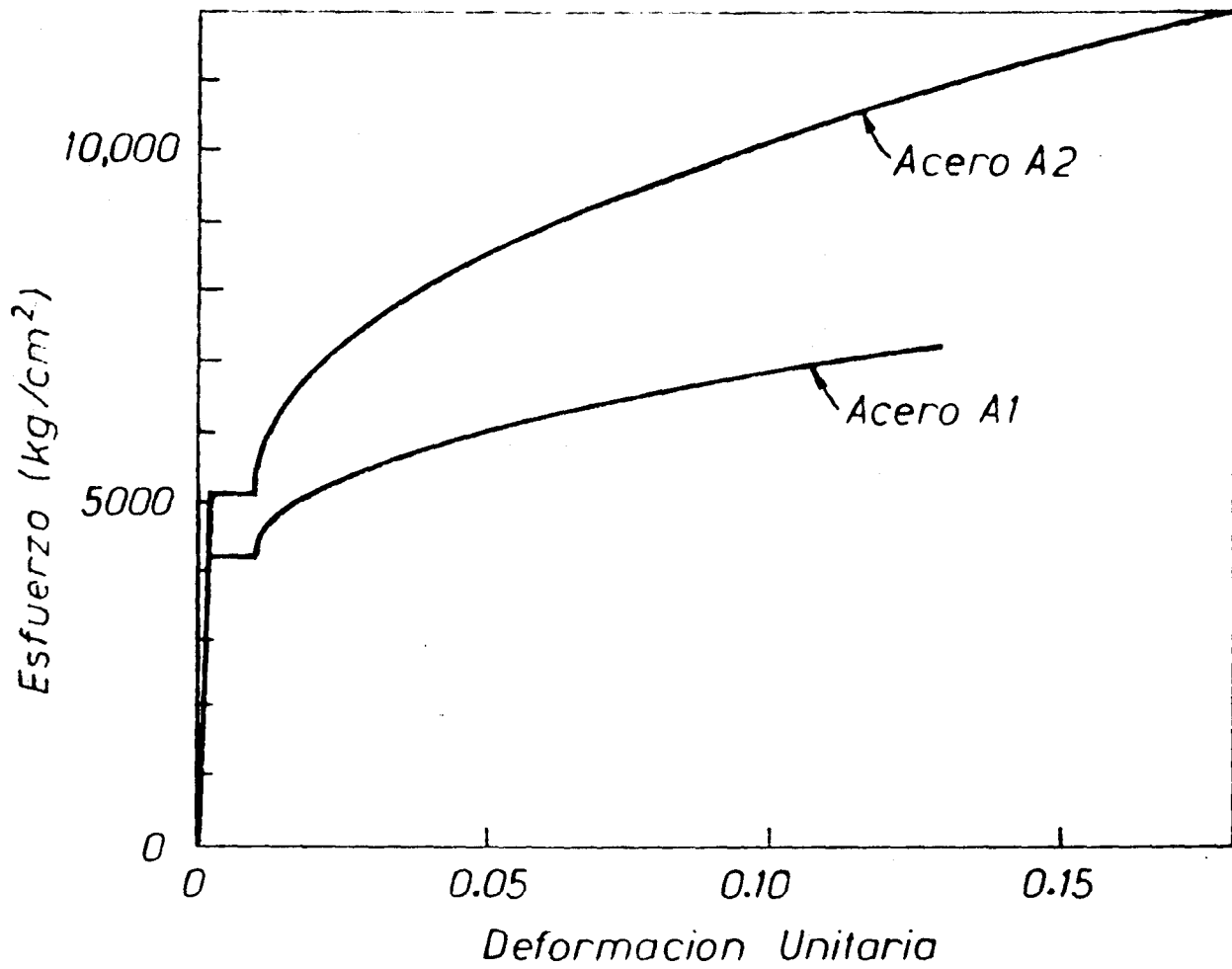


Fig 1 Curvas esfuerzo - deformación de los aceros de refuerzo estudiados

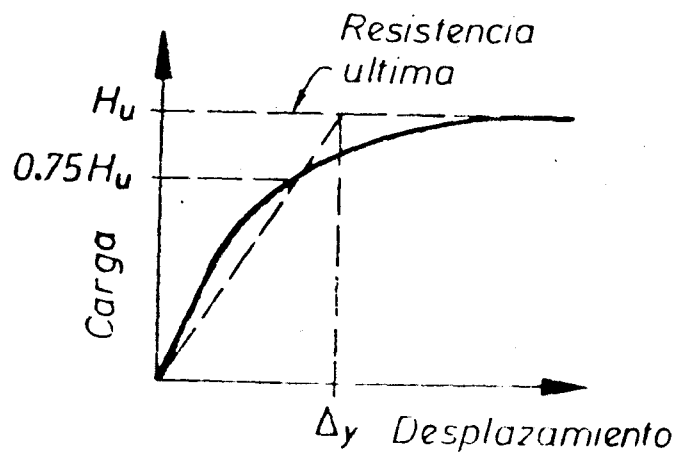
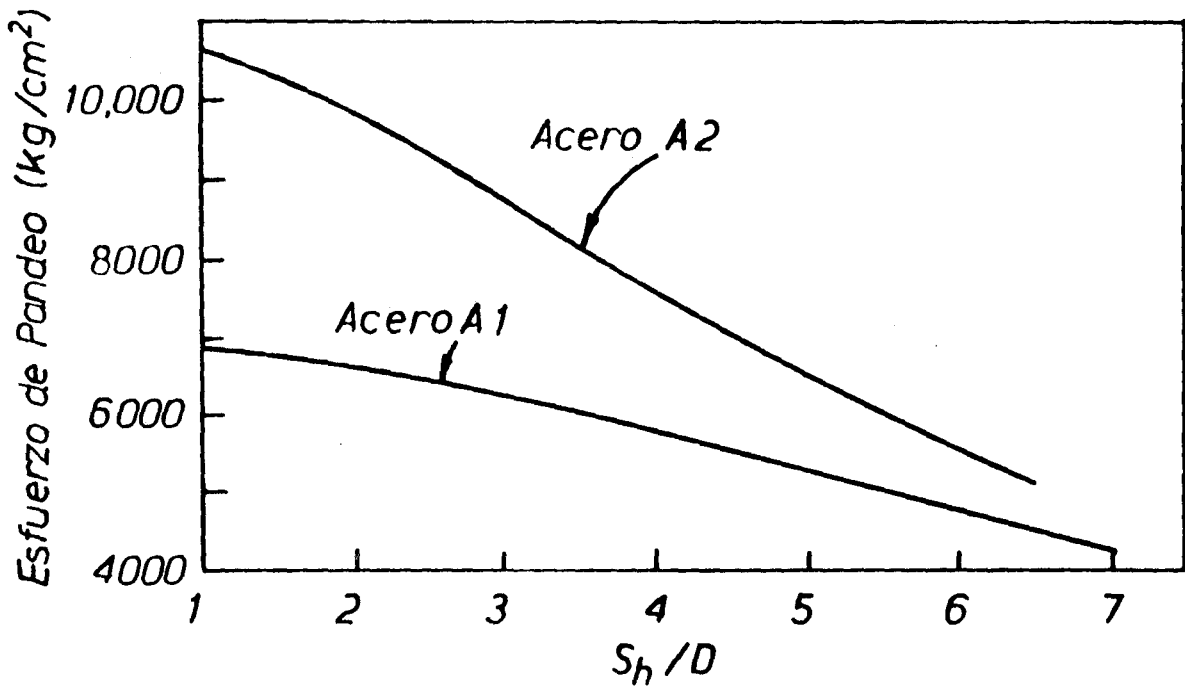
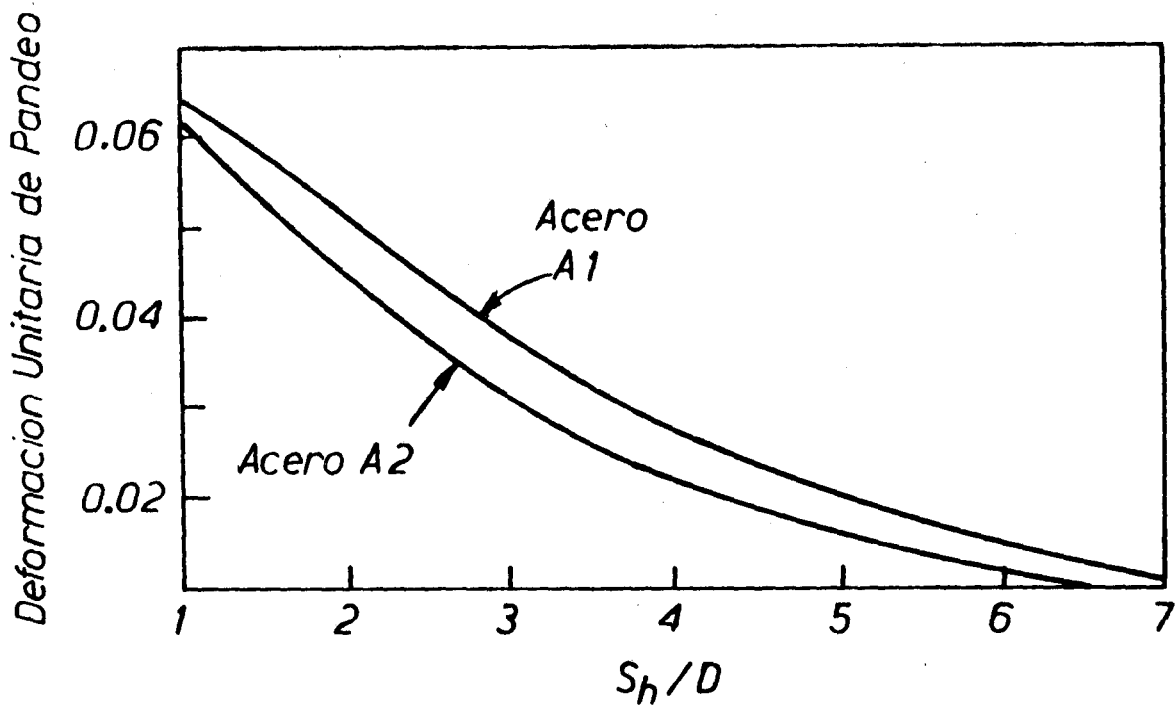


Fig 7 Definición de desplazamiento de fluencia en columnas (ref 16)



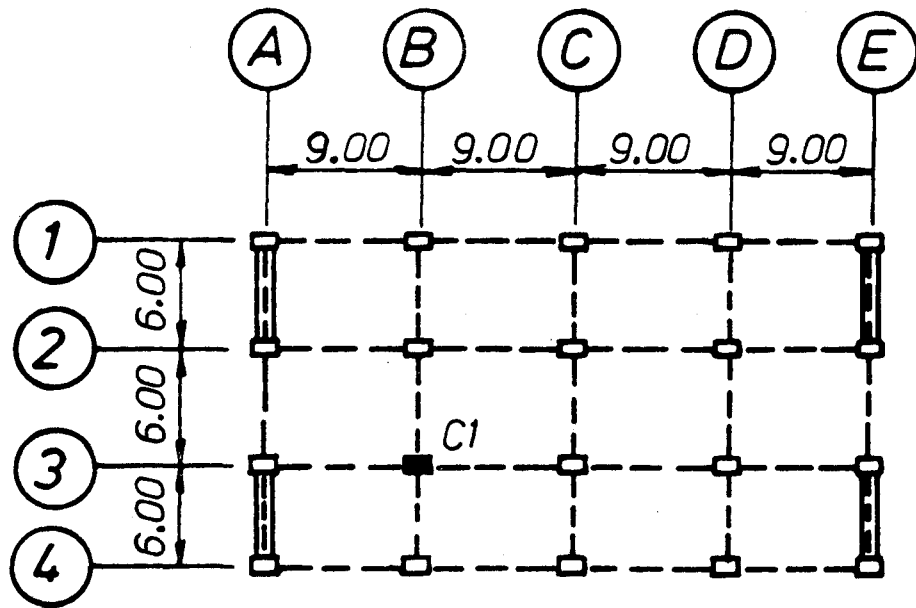


a) Esfuerzos de pandeo

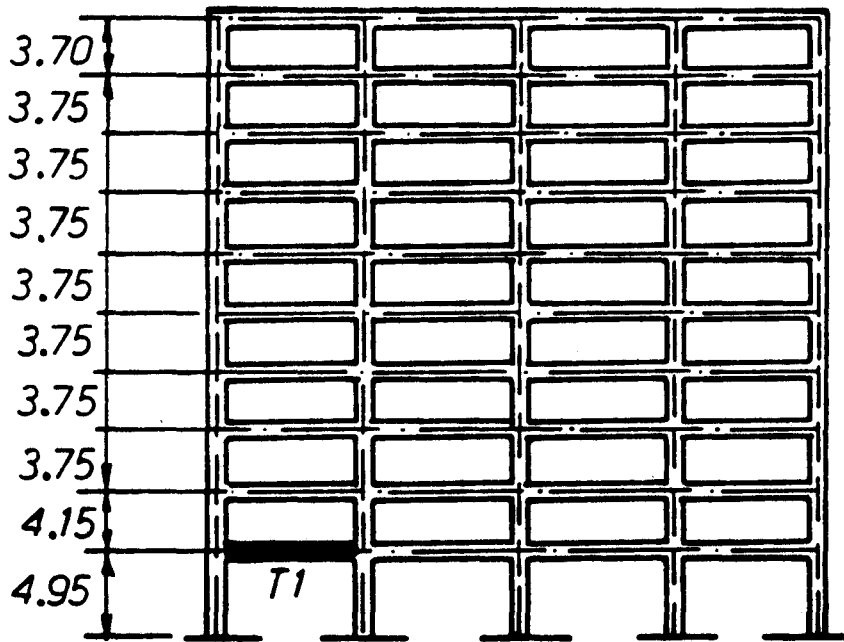


b) Deformaciones de pandeo

Fig 2 Esfuerzos y deformaciones de pandeo en barras de esfuerzo

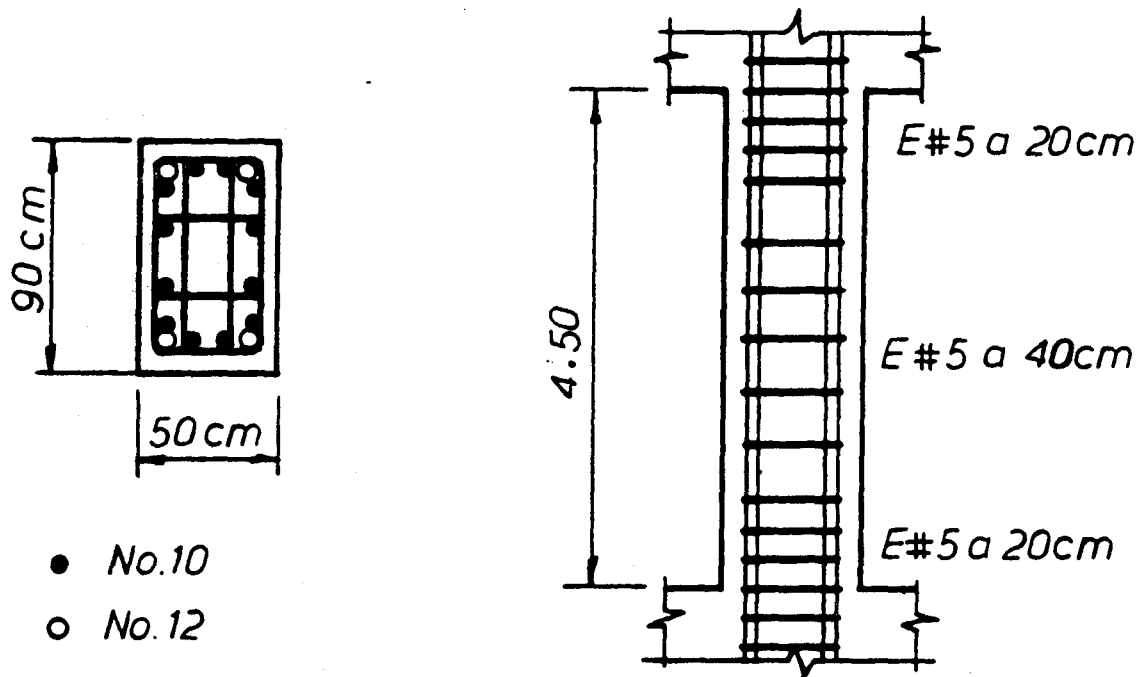


(a) PLANTA

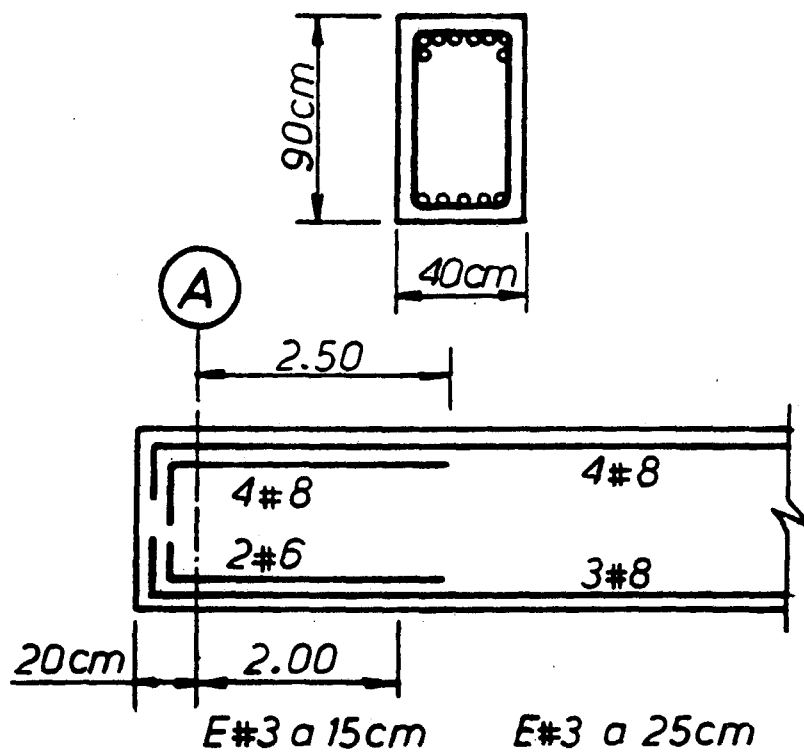


(b) MARCO TIPICO CONSIDERADO. EJE 3

Fig 3 Edificio STC. Esquema de la estructura

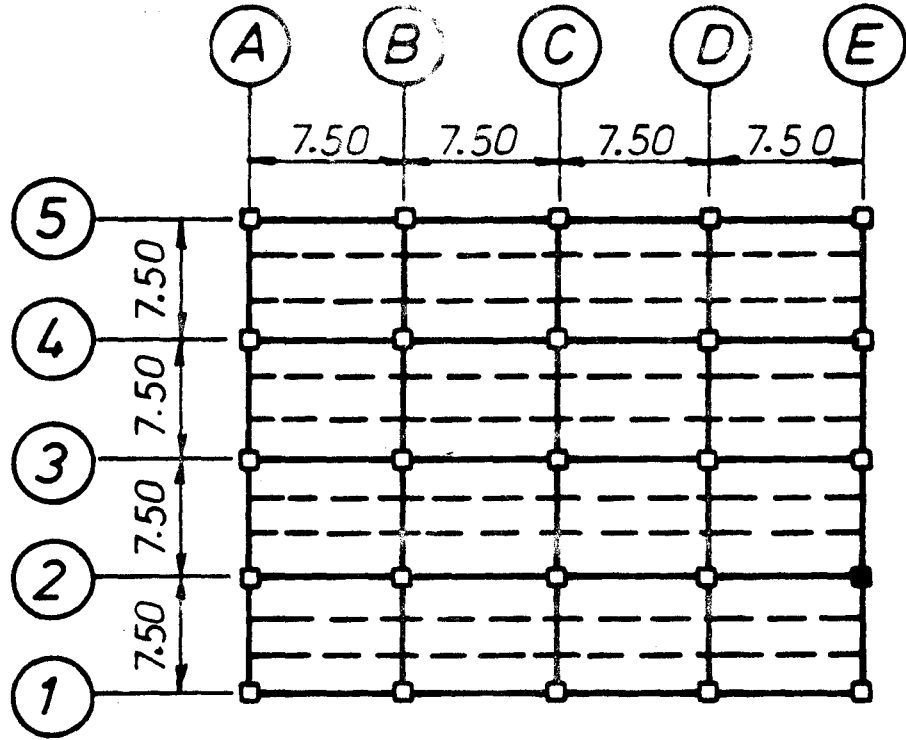


(a) COLUMNA STC C1

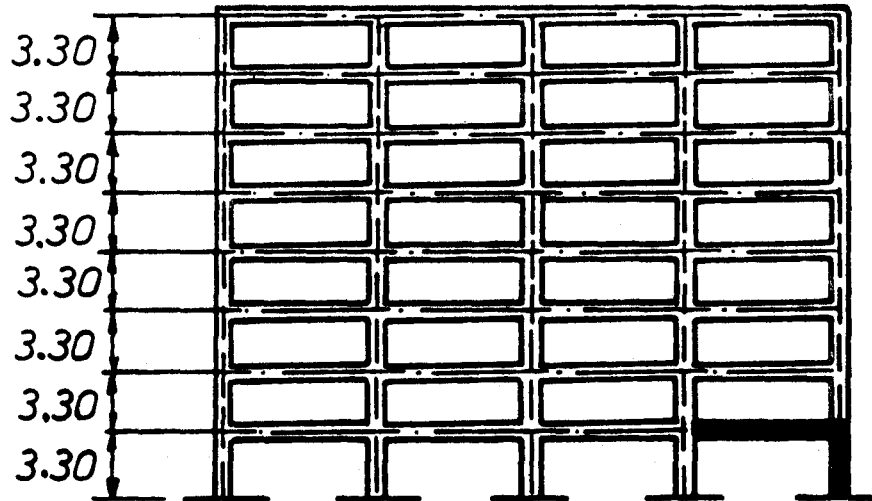


(b) TRABE STC T1

Fig 4 Armado típicos de columnas y vigas del edificio STC



(a) PLANTA DEL EDIFICIO TEORICO



(b) MARCO CONSIDERADO. EJE 2

Fig 5 Edificios RDF76 y RDF87. Esquema de las estructuras

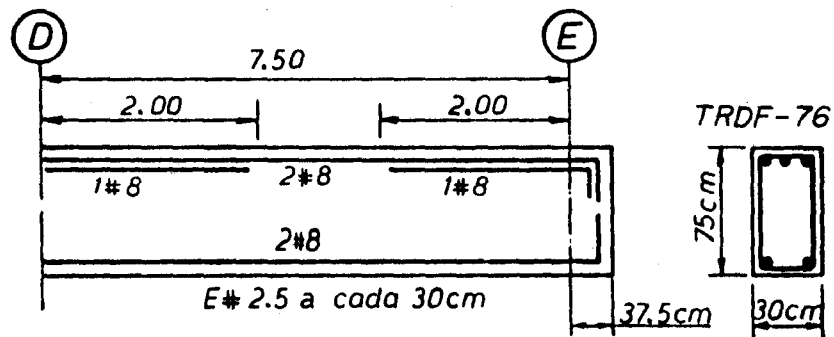
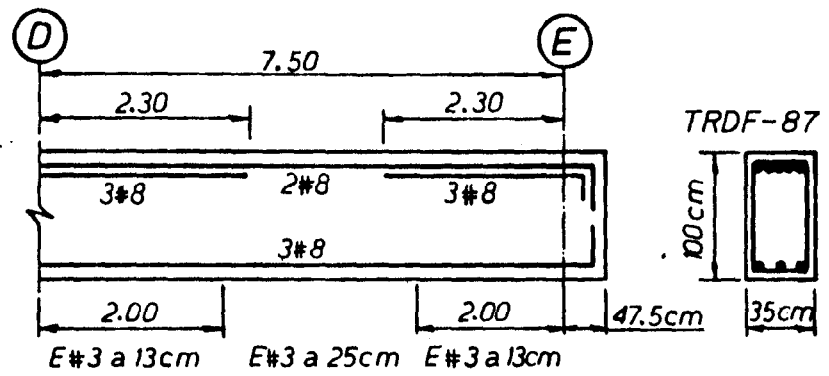
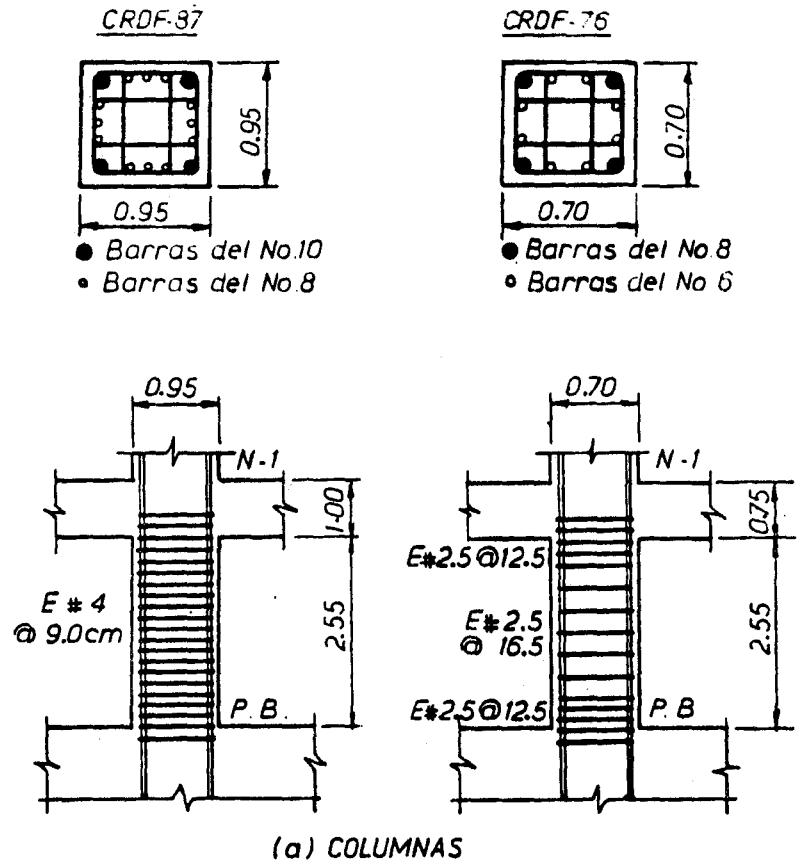


Fig 6 Armados típicos de columnas y traves de los edificios RDF76 y RDF87

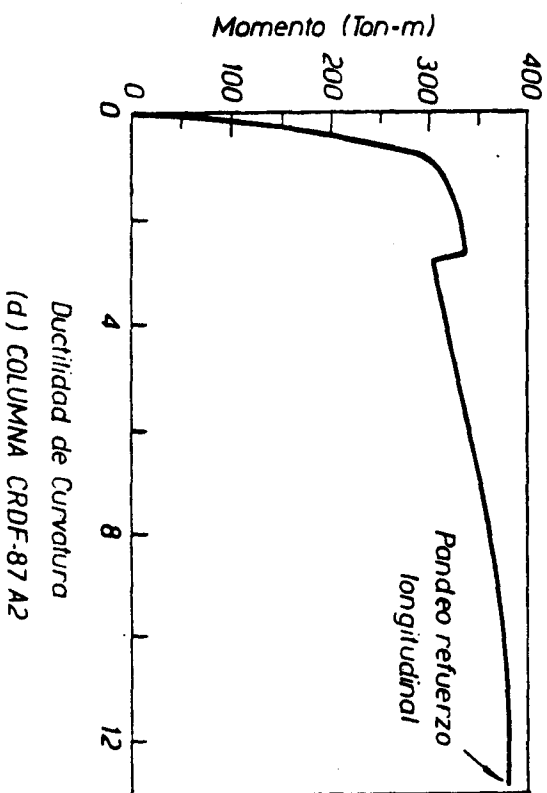
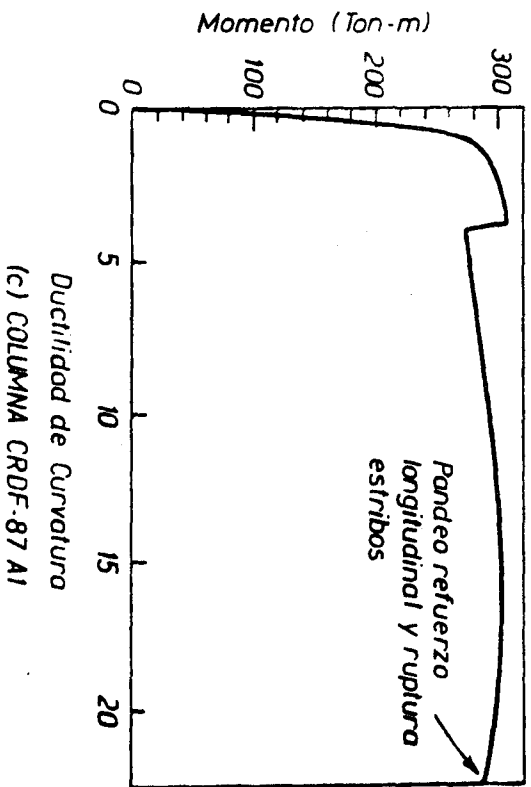
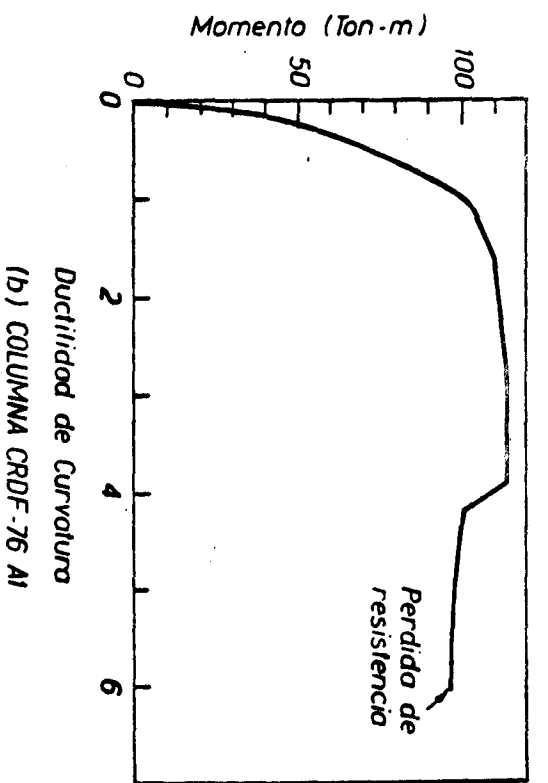
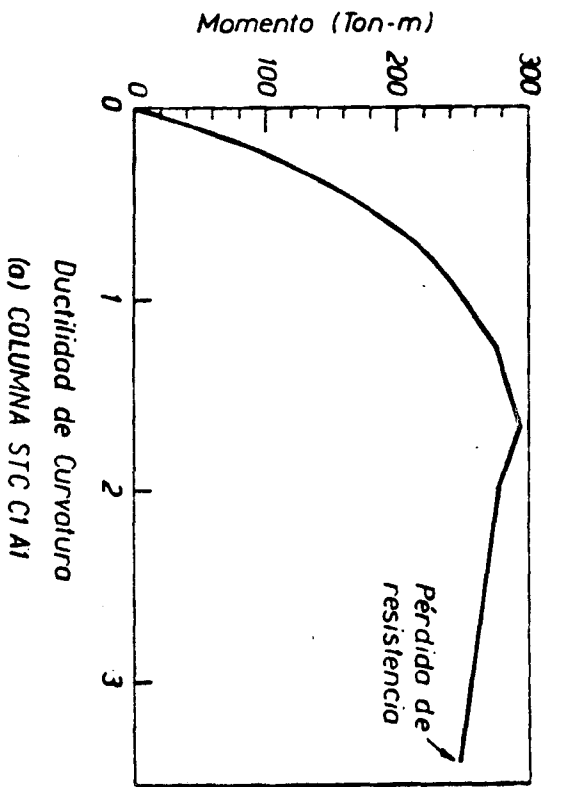


Fig 8 Curvas momento - curvatura de columnas de los edificios estudiados

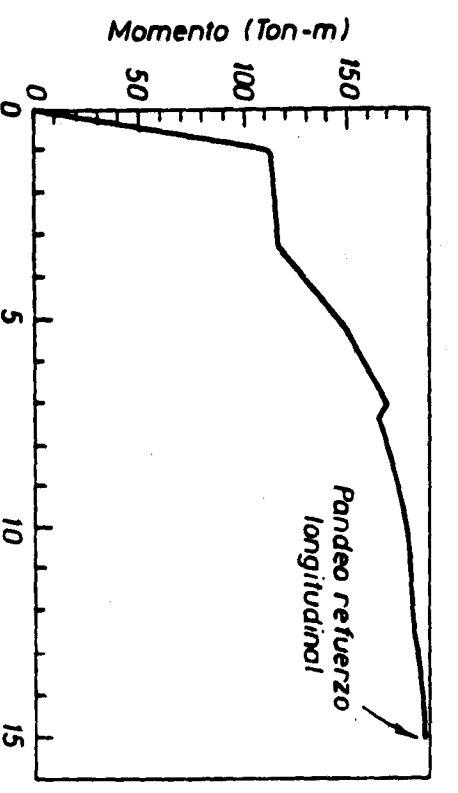
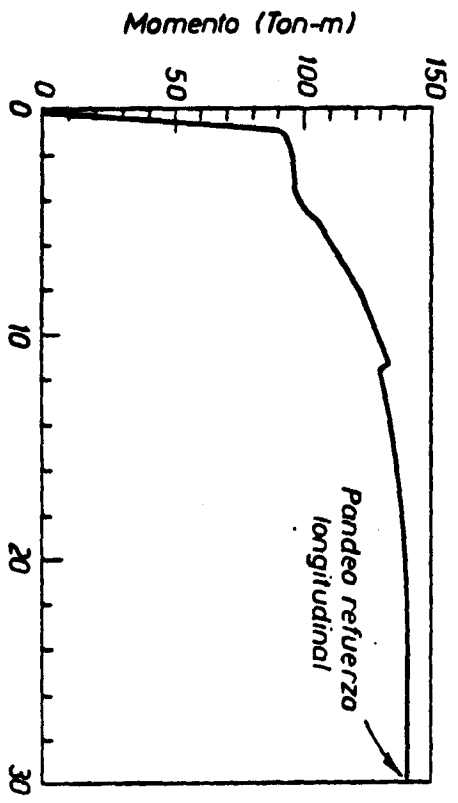
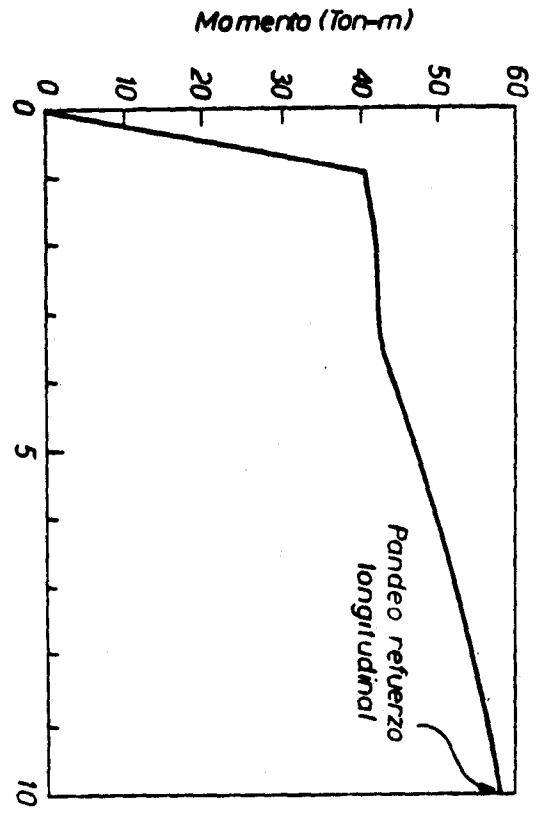
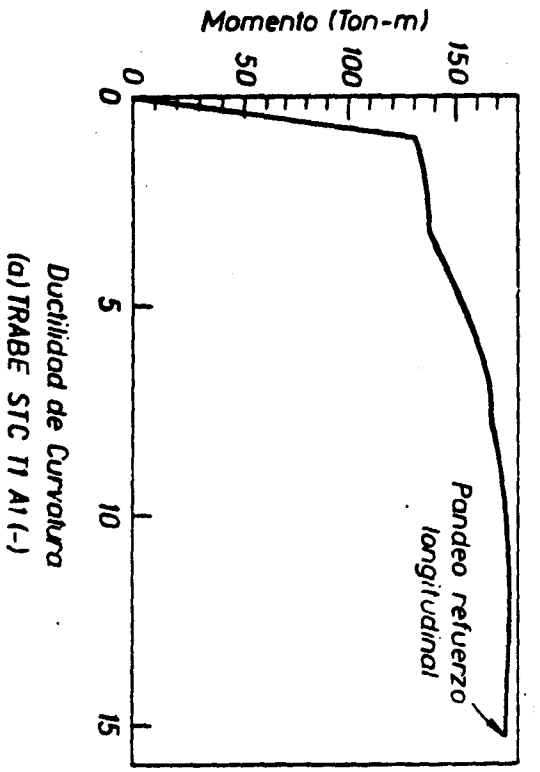


Fig 9 Curvas momento-curvatura de vigas con momento negativo de los edificios estudiados

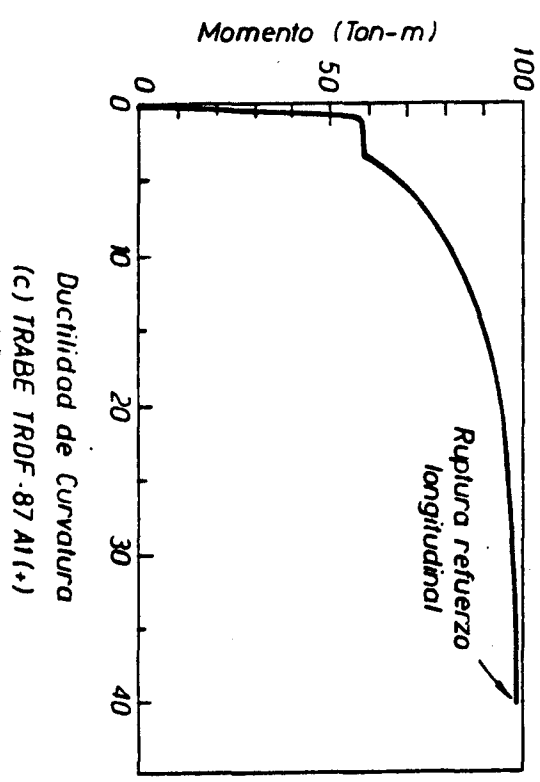
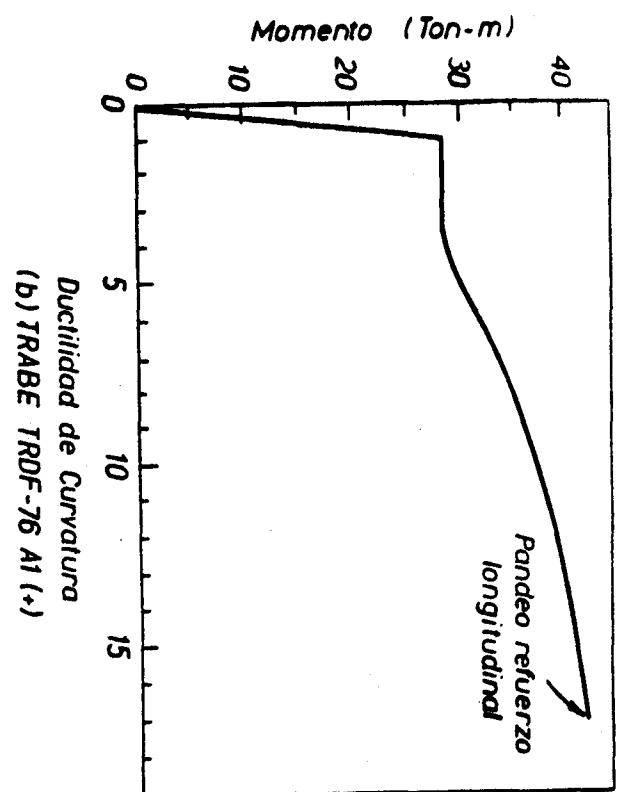
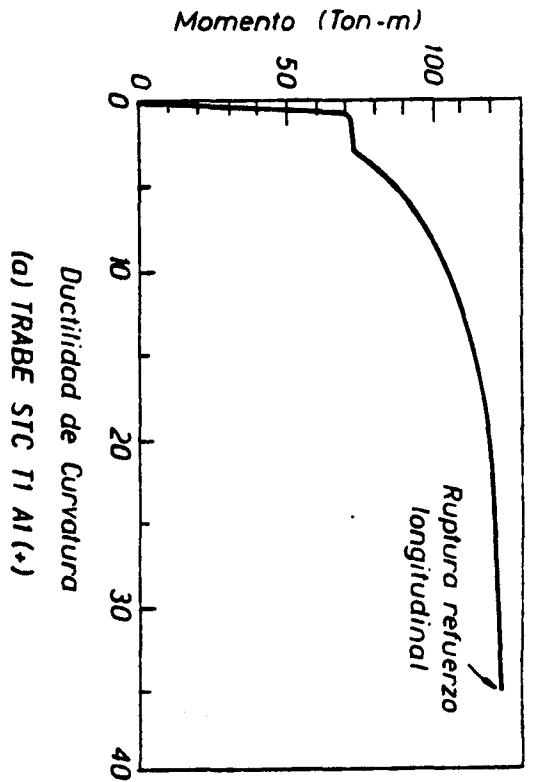


Fig 10 Curvas momento - curvatura de vigas con momento positivo de los edificios estudiados