

# **Universidad Nacional de Ingeniería**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**



## **CONSIDERACIONES DE DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO**

**T E S I S**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**CESAR AURELIO OLANO IDROGO**

**PROMOCION 75-2**

**LIMA - PERU - 1977**

A MIS PADRES

Y

HERMANAS

## AGRADECIMIENTO

AL ING. ROBERTO MORALES MORALES, MAESTRO  
Y AMIGO, POR SU VALIOSO ASESORAMIENTO EN  
LA REALIZACION DE LA PRESENTE TESIS.

## CONTENIDO

	PAG.:
INTRODUCCION -----	1
CAPITULO I : COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ELEMENTOS FLEXIONANTES DE CONCRETO ARMADO -----	3
1.1    NECESIDAD DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO -----	3
1.2    ZONAS CRITICAS EN UN PORTICO DE CONCRETO ARMADO -----	4
1.3    EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LAS CARGAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO HISTE- RETICO FLEXIONAL -----	5
1.4    EFECTO DEL CORTE SOBRE EL COMPORTAMIENTO HISTERETICO FLEXIONAL -----	8
1.5    EFECTO DE LA FUERZA AXIAL SOBRE EL COM - PORTAMIENTO HISTERETICO FLEXIONAL -----	11
CAPITULO II : INFLUENCIA DEL TIPO Y DE LA CUANTIA DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO -----	14
2.1    FUNCIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL -----	14
2.2    TIPOS DE REFUERZO TRANSVERSAL -----	15
2.3    NUEVOS TIPOS DE REFUERZO TRANSVERSAL -----	19
2.4    CUANTIA DEL REFUERZO TRANSVERSAL -----	19
2.5    REFUERZO DEL NUDO VIGA-COLUMNA -----	23

2.6	INFLUENCIA DEL CONFINAMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESION -----	26
CAPITULO III : CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO -----		
3.1	CARACTERISTICAS DE LAS CURVAS MOMENTO-CURVATURA -----	31
3.2	EVALUACION DE LOS PUNTOS CARACTERISTICOS DE LAS CURVAS MOMENTO-ROTACION -----	34
3.2.1	MOMENTO DE AGRIETAMIENTO -----	35
3.2.2	MOMENTO DE FLUENCIA -----	36
3.3.3	FACTOR DE REDUCCION DE RIGIDEZ EN LA FLUENCIA -----	37
3.3	OBTENCION DE GRAFICOS -----	37
CAPITULO IV : ESTUDIO DE LA DUCTILIDAD DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO -----		
4.1	INTRODUCCION -----	46
4.2	FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO	47
4.2.1	RELACION DE BRAZO DE MOMENTO -----	48
4.2.2	RELACION DE COMPRESION AXIAL -----	49
4.2.3	CARGAS REPETIDAS ALTERNATIVAMENTE -----	50
4.2.4	ARREGLO DEL REFUERZO TRANSVERSAL -----	51
4.3	MODOS TIPICOS DE FALLA EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO -----	51

4.4	CLASES DE DUCTILIDAD -----	52
4.5	DISCUSION SOBRE LAS FALLAS EN LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO -----	54
4.5.1	PANDEO DEL REFUERZO AXIAL -----	55
4.5.2	FALLA POR CORTE -----	55
4.5.3	FALLA POR ADHERENCIA -----	59
4.6	EFFECTOS DE LA REDUCCION DE RIGIDEZ -----	61
CAPITULO V	: APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES -----	64
5.1	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO ---	64
5.2	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO DE COLUM- NAS DE CONCRETO ARMADO -----	65
5.3	EJEMPLO DE APLICACION -----	68
CONCLUSIONES	-----	74
BIBLIOGRAFIA	-----	76

\*\*\*\*\*

## INTRODUCCION

El objetivo principal del diseño estructural es la protección de las vidas humanas; cumpliéndose esta condición la economía puede regular el diseño.

La filosofía actual para el diseño sísmo-resistente requiere normalmente que una estructura sea capaz de :

- a) Resistir sismos menores sin daños
- b) Resistir sismos moderados con posibilidad de daños estructurales leves y con daños no estructurales moderados, y
- c) Resistir sismos severos sin colapsar.

Esta filosofía persigue que las estructuras permanezcan dentro del rango elástico para sismos moderados que ocurren - con frecuencia. Para cumplir con el tercer requerimiento las - estructuras deberán ser capaces de permitir deformaciones más allá del rango elástico.

Se permite que la estructura fluya localmente bajo la acción de sismos fuertes debido a que éstos rara vez pueden ocurrir durante el tiempo de vida útil de la estructura y por lo tanto no es económicamente práctico diseñarlo dentro del rango elástico. Además las grandes cantidades de energía liberadas - por el sismo pueden ser absorbidas, por la estructura, más eficientemente en el rango inelástico. También cualquier sobres - fuerzo inesperado, debido a parámetros estimados aproxima -

mente o a los métodos de análisis usados, pueden ser acomodados en el rango inelástico evitando el colapso de la estructura.

Vemos pues que las estructuras deben de tener capacidad de deformarse en el rango inelástico, y para ello éstas deben ser diseñadas con el fin de adquirir una gran capacidad de deformación, llamada generalmente "ductilidad".

Durante los últimos sismos ocurridos en el Perú y el mundo se han observado fallas importantes en las columnas de concreto armado, aún en las diseñadas con códigos sismo-resistentes. La mayor parte de los daños es debida a la acción de las fuerzas cortantes, lo cual revela que el método normal de diseño de columnas sobre las fuerzas cortantes sísmicas no es satisfactorio.

En la presente tesis se tratará de estudiar y evaluar los resultados de recientes investigaciones realizadas en diversos países que tienen con objeto mejorar las propiedades sísmo-resistente de las columnas de concreto armado.

\*\*\*\*\*

# C A P I T U L O I

## COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ELEMENTOS FLEXIONANTES DE CONCRETO ARMADO

### 1.1 NECESIDAD DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO

Sabemos que en estructuras de concreto armado el conocimiento de los esfuerzos bajo las cargas de servicio no proporciona una idea del grado de seguridad; igualmente en estructuras estáticamente indeterminadas la reducción local de rigidez debido al agrietamiento y comportamiento plástico del concreto produce una considerable redistribución de momentos con respecto a la distribución elástica. El conocimiento de estos fenómenos ha conducido a su estudio para poder aprovechar mejor estas propiedades e introducirlos sistemáticamente en el diseño.

Las estructuras de concreto armado, diferente a las estructuras de acero, tienden a fallar en una manera relativamente frágil debido a que la capacidad de deformación del concreto es limitada.

La filosofía actual de diseño sísmo-resistente establece que en una estructura bajo condiciones de sismos severos no se debe producir el colapso de los miembros estructurales. Cumplir con este requisito, haciendo las estructuras tan fuertes como pa

ra resistir estos sismos solamente por su resistencia, es generalmente imposible y antieconómico por eso se debe procurar que la amplia energía sísmica que reciben las edificaciones sea absorbida mediante deformaciones inelásticas controladas (excepto para estructuras muy importantes), para ello el material debe ser capaz de soportar una considerable deformación sin una reducción en su capacidad de carga-resistente.

Vemos pues que es de gran importancia el estudio del comportamiento inelástico de los elementos estructurales de concreto armado, ya que para una economía y seguridad en el diseño las estructuras que deban resistir cargas dinámicas deben ser diseñadas con capacidad para absorber energía (a menudo descrito como ductilidad) en adición a su resistencia. De aquí que el mejoramiento de la ductilidad de las estructuras localizadas en zonas sísmicas es de capital importancia.

## 1.2 ZONAS CRÍTICAS EN UN PORTICO DE CONCRETO ARMADO

Consideraremos un pórtico de concreto armado como el mostrado en la Figura No. 1, las zonas críticas son aquellas regiones sobreesforzadas en las cuales se localizan las deformaciones inelásticas. Esas zonas críticas se pueden clasificar, según las componentes de las fuerzas internas que controlan su comportamiento, como sigue :

- Zona de Momento.- Estas zonas tienen al momento como la única componente importante de fuerza. Están localizadas generalmente

en las vigas de los pisos superiores de un edificio, como las indicadas por los Nos. 1, 2 y 3 en la Fig. 1; sin embargo también pueden ocurrir en las columnas de los pisos altos de un edificio aporticado. La zona No. 1 puede experimentar inversión de cargas debido a las aceleraciones verticales del movimiento del suelo.

- Zona de Momento con Elevada Fuerza Cortante.- Estas regiones, que tienen elevado corte y momento, están localizadas en los extremos de vigas cortas de los pisos bajos de edificios medianos o de gran altura; ver zonas Nos. 2 y 3 en la Fig. No. 1.

- Zona de Momento con Elevadas Fuerza Cortante y Fuerza Axial.- Estas zonas, que tienen relativamente grandes fuerzas axiales así como momento y elevada fuerza cortante, están localizadas generalmente en los extremos de las columnas como indican las zonas Nos. 4, 5, 6 y 7 en la Fig. 1.

- Zona de Fuerza Axial y Corte.- Estas regiones están localizadas dentro de los nudos de conexión viga-columna, tales como las zonas Nos. 2 y 8 de la Fig. 1.

### 1.3 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA SOBRE EL COMPORTAMIENTO HISTERETICO FLEXIONAL.

Resultados obtenidos en ensayos de pórticos de concreto armado, así como detallados análisis de estos resultados, indican que el comportamiento de los miembros flexionantes de concreto armado bajo condiciones de carga invertida cíclicamente, similares a las esperadas en miembros estructurales de edificios bajo fuertes excitaciones sísmicas, es completamente diferente al

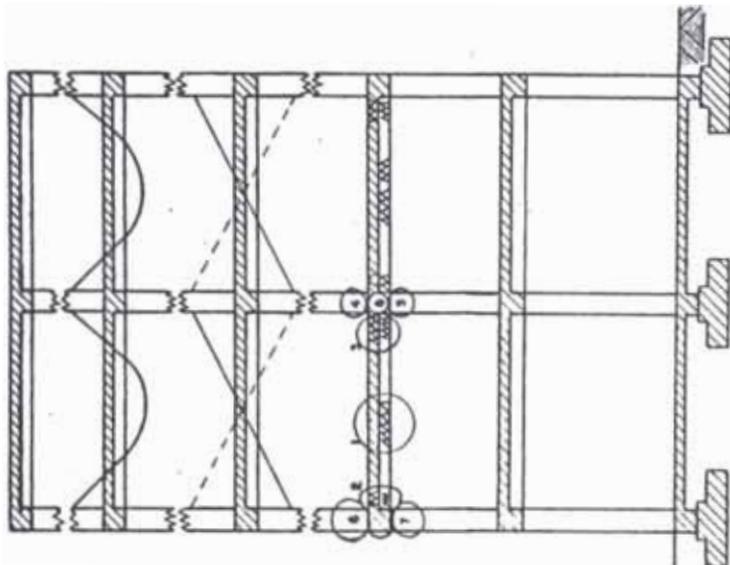


Fig. 1  
Zonas críticas en un pórtico de  
concreto armado

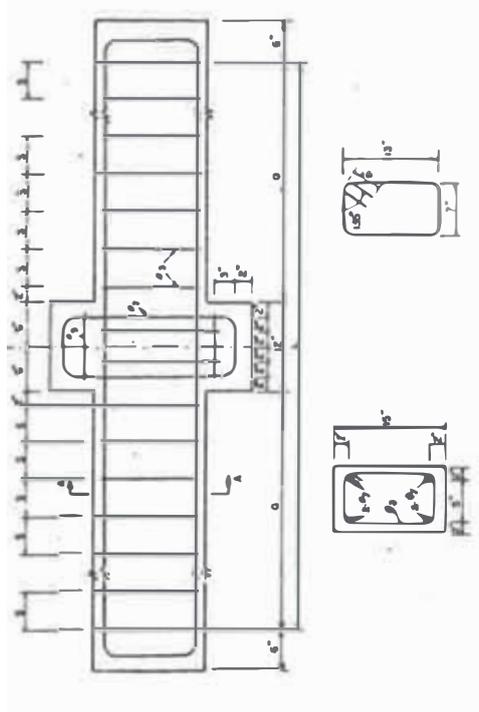


Fig. 2  
Detalles del reforzamiento del  
especímen

representado por ciertos modelos matemáticos frecuentemente adoptados para estudios analíticos. Datos disponibles muestran que es significativa la reducción de rigidez así como la reducción de la capacidad de absorción de energía por ciclo de oscilación.

Si a un espécimen de concreto armado lo sometemos a un ensayo de cargas en el cual se produzca un proceso de carga y descarga, vemos que en las curvas esfuerzo-deformación para una sección cualquiera existe una falta de coincidencia entre la curva de esfuerzos crecientes y la curva de esfuerzos decrecientes, a esta falta de coincidencia se denomina "histéresis". (Ver Fig. 3) El área encerrada por ambas curvas, es decir el área del ciclo de histéresis es una medida de la energía disipada en el interior del material del espécimen.

Para poder evaluar el efecto de la velocidad de aplicación de las cargas sobre estructuras de concreto armado, se han realizado varios experimentos con el fin de analizar el comportamiento histerético de las diferentes zonas críticas; estos ensayos se realizaron con cargas altas y deformaciones también altas con el propósito de representar condiciones sísmicas reales. Los resultados de estos ensayos muestran que el principal efecto que tiene un incremento en la velocidad de aplicación de la carga o deformación, sobre el comportamiento histerético de regiones críticas flexionales es el incremento de la capacidad de momento en la primera fluencia del reforzamiento. Aunque puede ser conservador descuidar este efecto para regiones bajo flexión pura (o flexión con

pequeño corte), esto puede posiblemente no serlo para regiones bajo elevado corte y/o alta fuerza axial. Se notó también que el modo de falla no fué afectado por la velocidad de la deformación; en cambio los factores de ductilidad de deformación fueron ligeramente menores para velocidades de deformación mayores.

#### 1.4 EFECTO DEL CORTE SOBRE EL COMPORTAMIENTO HISTERETICO FLEXIONAL.-

Elementos flexionales rígidos con luces cortas son frecuentemente usados en la construcción de pórticos de concreto armado. Por ejemplo en edificios de baja altura las columnas tienen relativamente baja carga axial pero pueden tener altos momentos debido a la acción del pórtico causado por las cargas viva y muerta, incluyendo las cargas sísmicas. También en el caso de edificios de mediana y gran altura se puede decidir esto para aumentar la rigidez y la resistencia de las vigas para controlar el desplazamiento lateral y la resistencia lateral. Vemos pues que es de gran importancia estudiar el efecto del corte sobre el comportamiento histerético flexional de zonas tales como las Nos. 2 y 3 de la Fig. 1.

De ensayos realizados en E.E.U.U., en especímenes como el mostrado en la Fig. 2, se obtuvieron las histéresis fuerza-de flexión mostradas en la Fig. 3. En ellas se nota que la presencia de alto corte produce una forma apretada a los lazos de histéresis, causando así una reducción en la capacidad de absorción de energía.

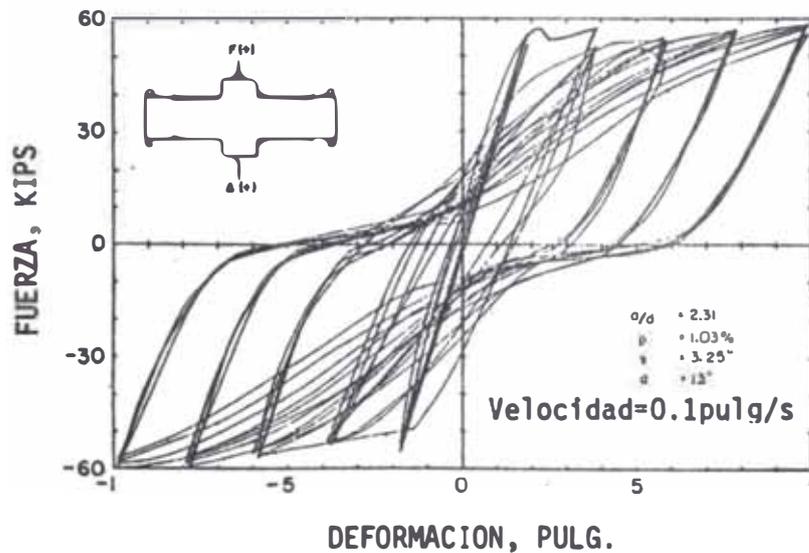
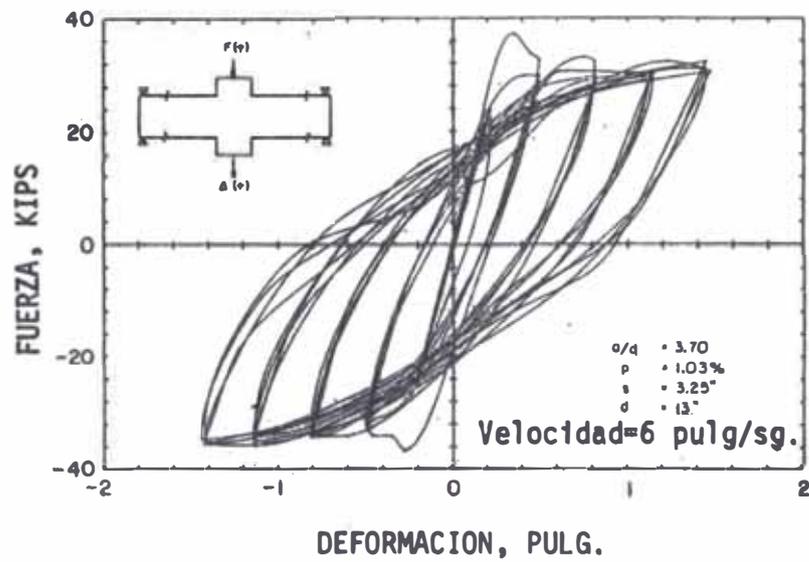
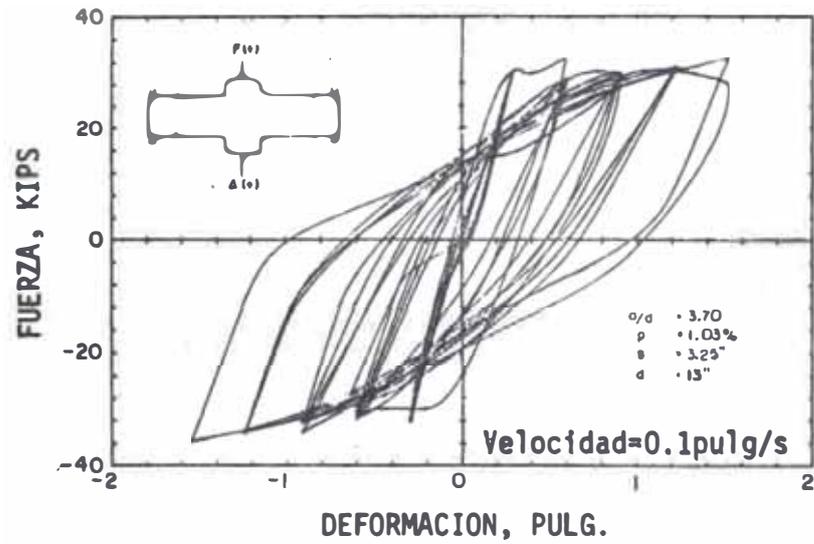


Fig. 3  
 Comportamiento histerético de diversos especímenes

De estos ensayos se pudieron sacar las siguientes conclusiones :

1. El incremento de la velocidad de la carga no tuvo significativo efecto sobre la relación histerética fuerza-deflexión, excepto durante el primer ciclo de carga dentro del rango inelástico donde un incremento en la resistencia a la fluencia puede ser percibido. Por lo tanto, se concluyó que el efecto de la velocidad de la carga sobre la influencia del corte en el comportamiento flexional de las regiones críticas puede ser ignorado a condición de que  $v_u \leq \sqrt{f'_c}$
2. La disminución de la relación luz de corte a peralte causa una deteriorización en la rigidez inicial de carga con ciclos sucesivos, causando una reducción de la absorción de energía. El incremento del corte en las secciones críticas causa, con ciclos repetitivos teniendo las mismas amplitudes, un incremento en la degradación de la resistencia última.
3. Para zonas flexionales críticas donde  $v_u \leq 0.6 \sqrt{f'_c}$  el espaciamiento puede ser sobrepasado del límite de los códigos que señalan que  $s \leq d/4$ .
4. Se notará que en estos ensayos los momentos en ambos lados de la columna son del mismo signo, mientras que en un pórtico de concreto bajo condiciones sísmicas esos dos momentos son de signos opuestos. Por lo tanto hay que tener cuidado en aplicar los resultados reportados aquí.

## 1.5 EFECTO DE LA FUERZA AXIAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO HISTÉRICO FLEXIONAL.

Como planteamos previamente, zonas flexionales críticas ocurren frecuentemente en pórticos de concreto armado donde están presentes fuerzas axiales, zonas tales como las Nos. 4, 5, 6 y 7 de la Fig. 1.

Para poder estudiar el efecto de la fuerza axial se han realizado diversos ensayos en especímenes, a continuación presentamos los resultados de una serie de ensayos efectuados en E.E.U.U. En ellos se aplicó una fuerza axial constante a cada espécimen mientras estaba sujeta a condiciones cíclicas de flexión; los resultados de esos especímenes de ensayo muestran que el incremento de la carga axial tiene significativa influencia - como : (1) incremento de la resistencia a la fluencia, (2) disminución del máximo desplazamiento lateral, (3) incremento del desplazamiento de fluencia, (4) incremento de la rigidez elástica inicial (5) disminuye la ductilidad de desplazamiento, (6) - incrementa la curvatura de fluencia.

La carga axial tiene una gran influencia sobre el comportamiento histerético general de las zonas críticas. Es muy notable la rápida reducción de resistencia con los repetidos ciclos de inversión de cargas y con el incremento de la carga axial. Se notó también que el incremento del espaciado de los estribos incrementa algo la reducción de resistencia con los ci -

culos sucesivos de deformación.

En el comportamiento general de estos especímenes de ensayo se observó que con el incremento progresivo de la amplitud de desplazamiento lateral se formaron grietas inclinadas de corte, el esfuerzo principal fluyó en tensión, el recubrimiento de concreto de las barras se descostró, en uno u otro espécimen el refuerzo principal o el núcleo de concreto falló en compresión.

En lo referente a los esfuerzos axiales de las estructuras también es importante el efecto de las vibraciones verticales de los sismos. Las fuerzas laterales sísmicas producen momentos de volteo en la estructura que incrementan los esfuerzos axiales en un lado de dicha estructura mientras que en el otro lado reducen estos esfuerzos. La reducción de esfuerzos axiales en algunas columnas puede ocurrir en un instante de gran aceleración vertical, que muchas veces es ignorado, produciéndose grandes esfuerzos de tensión en la columna. Muchos investigadores hallaron, con ciertos modelos estructurales, momentos de volteo lo suficientemente grandes como para causar en las columnas esfuerzos de tensión, de magnitudes iguales a 2.5 veces los esfuerzos de las cargas de gravedad, y otras veces del orden de un tercio del esfuerzo de fluencia del acero. Mayor evidencia proporciona el edificio de apartamentos Petunia II, en Venezuela, que fué severamente dañado por el terremoto de 1967; esta estructura de 21 pisos tuvo columnas de concreto armado que se agrietaron en tensión. Hay poca duda de que grandes fuerzas de tensión pueden ocu



## C A P I T U L O   I I

### INFLUENCIA DEL TIPO Y DE LA CUANTIA DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

#### 2.1    FUNCIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal juega un rol muy importante en el mejoramiento de las propiedades sismo-resistente de las columnas de concreto armado. Las principales funciones que cumplen son las siguientes :

- a) Reforzamiento para corte
- b) Confinamiento para compresión
- c) Reforzamiento para cargas repetidas alternativamente.

Lo que se propone con el refuerzo por corte es soportar los esfuerzos de tensión diagonal que resultan de las fuerzas cortantes en las columnas de concreto armado.

Con el confinamiento para compresión se trata de evitar la fragmentación del concreto y el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal cuando la columna está sometida a grandes esfuerzos. Por ello es muy importante el espaciamiento del refuerzo transversal, especialmente para prevenir el pandeo de las barras longitudinales. El confinamiento para compresión proporciona una mejor ductilidad al concreto.

Cuando a una columna de concreto se le aplican cargas repetidas alternativamente, las grietas del concreto aumentan gradualmente hacia afuera hasta que la columna falla en corte. De las observaciones realizadas en varios terremotos, este tipo de falla puede ser atribuido a bajos ciclos de fatiga de las columnas de concreto armado. Esto puede ser prevenido o retrazado proporcionando convenientes estribos.

## 2.2 TIPOS DE REFUERZO TRANSVERSAL

El tipo del refuerzo transversal es uno de los mas importantes factores a ser considerados en diseño sismo-resistente de las columnas de concreto armado. Entre los principales sistemas de refuerzo transversal de uso corriente tenemos a los mostrados en la Fig. 4.

En el sistema de columna con estribos cruzados (Tipo A) cada barra longitudinal está amarrada en dos direcciones. Este es el método de estribamiento mas efectivo para aprisionar las barras longitudinales y el núcleo de concreto.

La columna zunchada (Tipo S) consiste de un arreglo circular de las barras longitudinales envuelta alrededor por un espiral continua espaciada uniformemente.

La columna con estribo perimetral (Tipo J) es el sistema de refuerzo transversal que mas daños ha sufrido por la acción sísmica en diversos países.

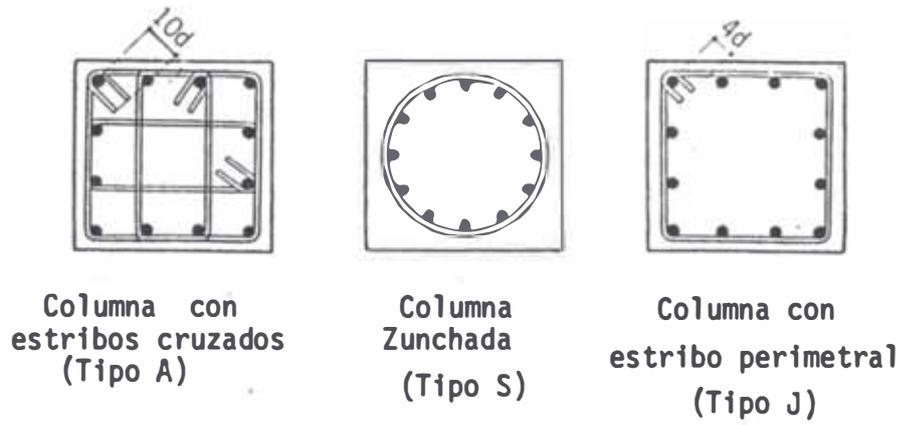


Fig. 4  
Sistemas típicos de refuerzo transversal

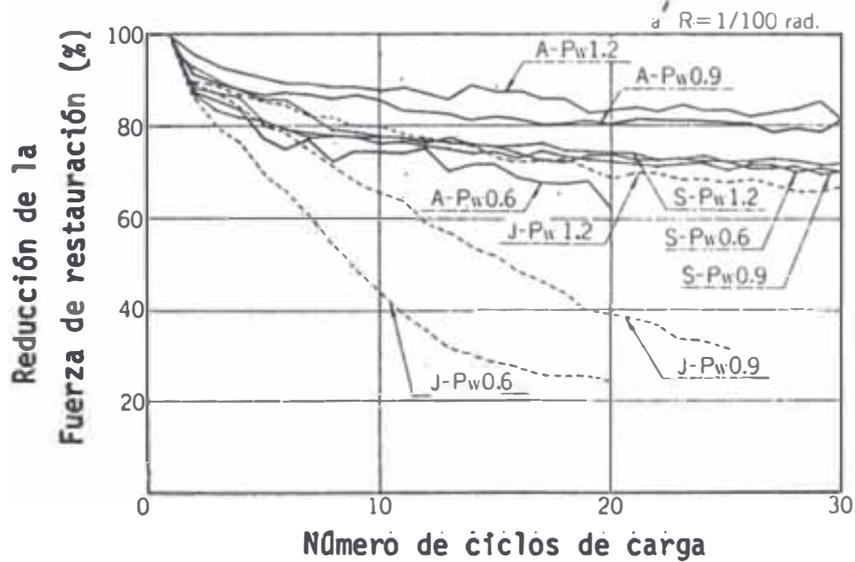


Fig. 6  
Reducción de la fuerza de restauración

En el Japón se realizaron estudios experimentales, con el fin de evaluar la resistencia sísmica de las columnas de concreto armado y ver la influencia que podría tener sobre ella el tipo y la cuantía del refuerzo transversal, con los tres tipos indicados de refuerzo y con cuantías de  $p_w=0.6\%$ ,  $0.9\%$  y  $1.2\%$ . Todos estos especímenes fueron sometidos a carga axial constante y a cargas repetidas de direcciones alternas en los extremos de la columna para producir momentos antisimétricos.

La Fig. 5 muestra las curvas carga-deflexión para tres especímenes típicos teniendo una cuantía de refuerzo transversal :  $p_w=0.9\%$ . Notamos de esa figura que las características de deflexión de las columnas Tipo A y Tipo S son estables bajo cargas repetidas alternamente, mientras que para la columna Tipo J son inestables.

La Fig. 6 muestra las fuerzas restauradoras desarrolladas por los diversos especímenes de ensayo en cada ciclo de carga a una deflexión angular de  $R=1/100$  rad.

De los resultados de estos experimentos se concluye que para las columnas Tipos A y S la reducción de la fuerza restauradora no es tan grande aún después de 30 ciclos de distorsión repetida alternamente para  $p_w \geq 0.6\%$ ; por otra parte las columnas Tipo J (para  $p_w \leq 0.9\%$ ) mostraron una significativa reducción de la fuerza restauradora después de 20 ciclos de distorsión alternada. En las columnas Tipos A y S el incremento de la cuantía del re -

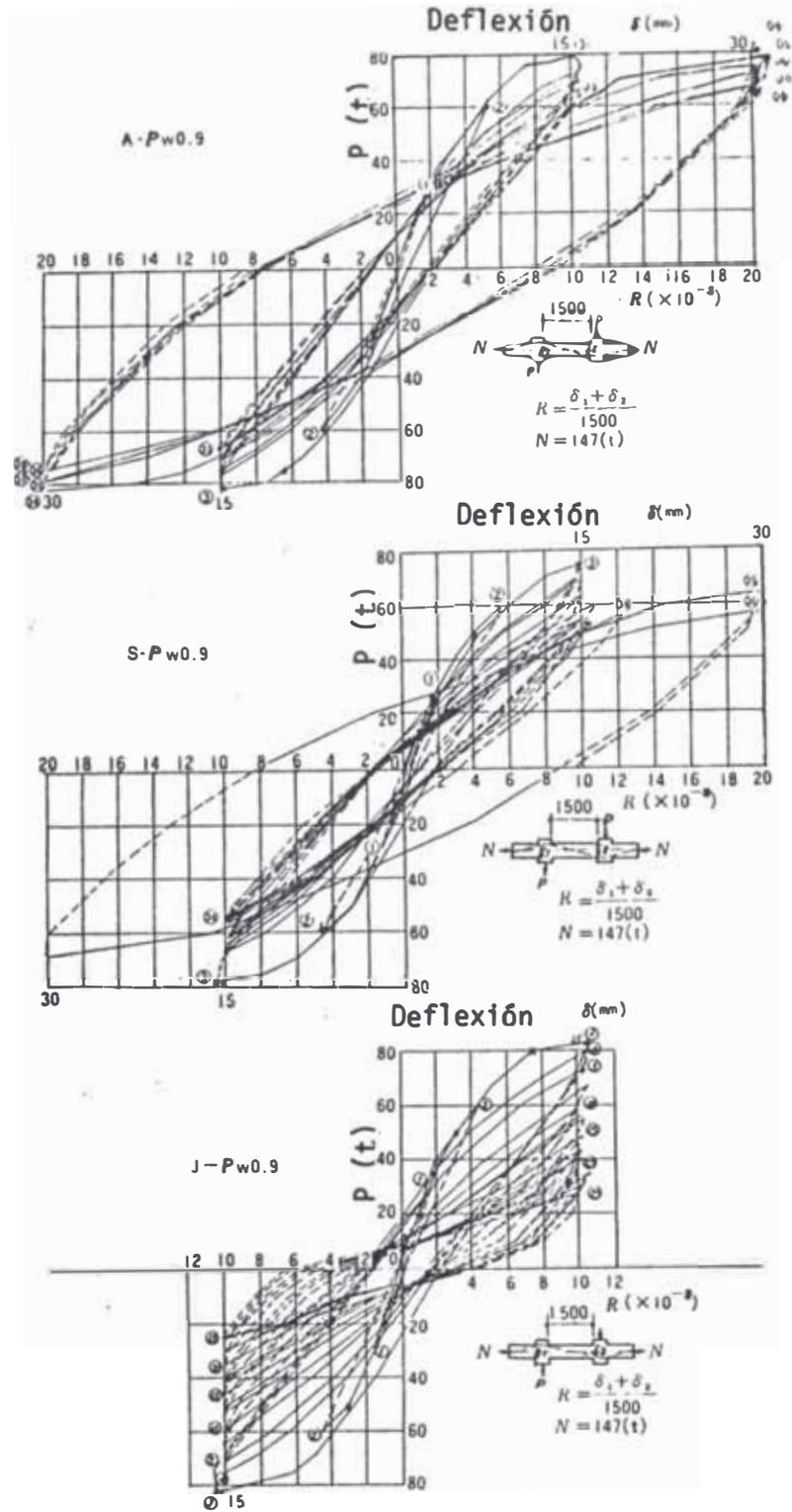


Fig. 5  
Curvas carga-deflexión de los especímenes de columnas

fuerzo transversal hace que la reducción de la fuerza restauradora sea menor.

De los resultados de estas investigaciones se aprecia que las columnas con refuerzo transversal en la forma de una espiral continua o por medio de estribos cruzados (columnas Tipo A y Tipo S) conducen a un confinamiento efectivo del concreto y previenen la reducción de la fuerza restauradora durante la distorsión alterna que es esperada en sismos severos.

### 2.3 NUEVOS TIPOS DE REFUERZO TRANSVERSAL

Es necesario buscar nuevos tipos de refuerzo transversal que sean trabajables y seguros para cargas dinámicas; ya que aunque los experimentos realizados con los tipos de refuerzo anteriores probaron la eficiencia de los estribos cruzados (Tipo A) y del zuncho en espiral (Tipo S) ambos tipos presentan algunas dificultades en el proceso de construcción.

La Fig. 7 muestra los nuevos tipos de refuerzos transversales diseñados teniendo en cuenta su trabajabilidad. La Fig. 8 muestra los resultados de los ensayos realizados con estos nuevos tipos de refuerzo, notaremos que el Tipo SA da muy buenos resultados comportándose un poco mejor que el Tipo S, en cambio el Tipo JS da resultados no muy halagadores.

### 2.4 CUANTIA DEL REFUERZO TRANSVERSAL

La cuantía del refuerzo transversal ( $p_w = A_w/bs$ ) es otro

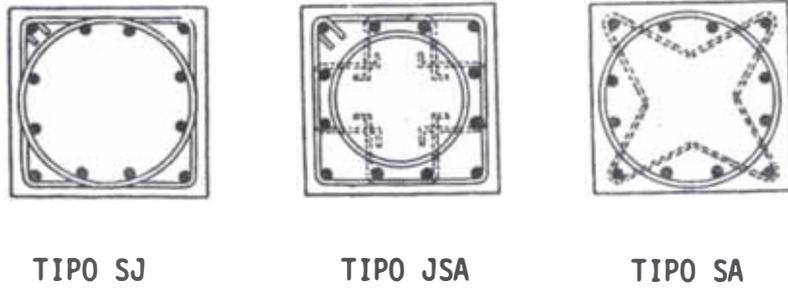


Fig. 7  
Nuevos tipos de refuerzo transversal

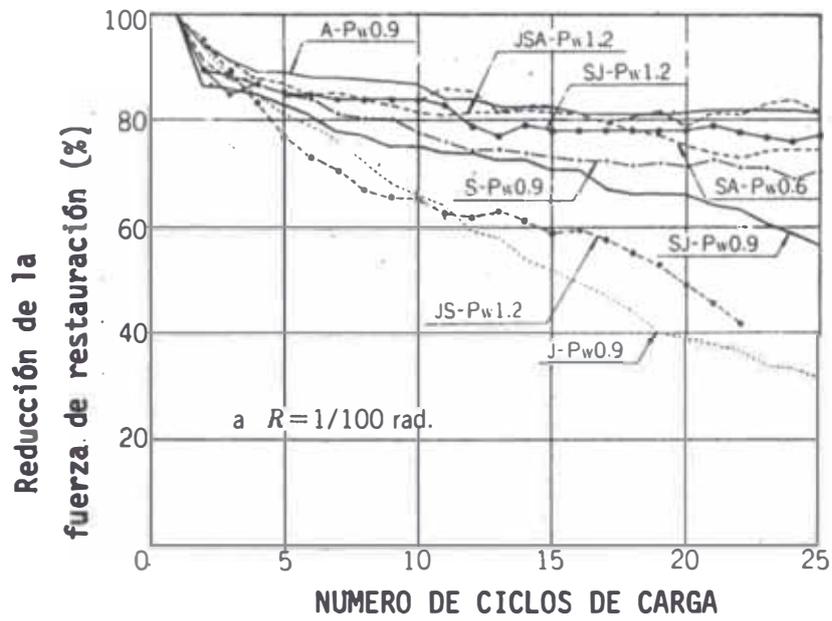


Fig. 8  
Reducción de la fuerza de restauración

importante factor en la resistencia de las columnas de concreto armado. Esta cuantía de reforzamiento debería ser seleccionada tomando en cuenta el tipo del refuerzo transversal y la necesidad de ductilidad bajo cargas repetidas alternamente, lamentablemente hasta la fecha no existe un método razonable que tome en cuenta todos estos factores.

Para lograr buena ductilidad en una columna es necesario evitar la falla frágil, ya que la fluencia flexional muestra buena ductilidad; para ello debemos hacer que la resistencia al corte de la columna sea mayor que la resistencia flexional con lo cual evitaremos la "falla prematura".

Un criterio de diseño especificado por el AIJ (Architectural Institute of Japan) sobre la base de las lecciones aprendidas del Terremoto Tokachi-Oki es el siguiente :

$$P_w = \frac{Q/bj - v_c}{0.5 f_s} + 0.002$$

Donde :  $Q = M_f/h'$  : fuerza cortante de diseño

$M_f$  : suma absoluta de los momentos de fluencia de la parte superior y de la inferior de la columna.

$h'$  : altura libre de la columna

$v_c$  : esfuerzo cortante admisible del concreto

$f_s$  : esfuerzo de tensión admisible del refuerzo transversal  $f_s = 0.75 f_y$

b : ancho de la columna  
j = 7/8 d : distancia entre los centroides de esfuerzos de tensión y de compresión.

De los ensayos sobre columnas de concreto armado, realizados por el Ministerio de Construcción del Japón, se seleccionaron los especímenes que fallaron en corte o en una similar manera de falla frágil para examinar su máxima resistencia. Los resultados de las pruebas ( $Q_t$ ) fueron comparados con la resistencia admisible ( $Q_{ad}$ ) y con la máxima resistencia cortante de cálculo ( $Q_{ARA}$ ) haciendo uso de las siguientes fórmulas :

$$Q_{ad} = \left[ v_c + 0.5 f_s (p_w - 0.002) \right] b \cdot j$$

$$RQ_{ad} = Q_t / Q_{ad}$$

$$Q_{ARA} = \left[ \frac{0.115 k_u k_p (f'_c + 180)}{M / (Q_d) + 0.115} + 2.7 \sqrt{f_y \cdot p_w} + \frac{0.1 N}{b D} \right] b \cdot j$$

$$RQ_{ARA} = Q_t / Q_{ARA}$$

Donde :  $v_c = f'_c / 20$  y  $\leq 1.5 (5 + f'_c / 30)$

$k_u, k_p$  : coeficiente dependientes de d y  $p_t$  respectivamente.

La ecuación de  $Q_{ARA}$  es una forma modificada de la fórmula empírica del Dr. Arakawa, tomándose en cuenta la fuerza axial. De 235 especímenes seleccionados se obtuvieron los siguientes resultados :

- a) El promedio de  $RQ_{ad}$  fué de 2.34, con una desviación estandard de 0.94. Solamente 3 valores de  $RQ_{ad}$  fueron menores que la unidad. El incremento de  $p_w$  y de  $M/(Qd)$  producen disminución en  $RQ_{a1}$ .
- b) El valor promedio de  $RQ_{ARA}$  fué 1.00 y su desviación estandard 0.24. El cambio de  $p_w$  no afecta mucho la relación  $RQ_{ARA}$ .

La mayoría de los especímenes que fueron reforzados según la fórmula del AIJ mostraron buena ductilidad, por lo tanto podemos aceptar esta fórmula como un buen criterio de diseño. De los resultados se concluyó también que cuando el máximo esfuerzo cortante fué mayor que  $30 \text{ kg/cm}^2$  los especímenes fallaron de manera frágil, no obstante el considerable reforzamiento del alma.

## 2.5 REFUERZOS DEL NUDO VIGA-COLUMNA

Las estructuras altas son particularmente vulnerables a las cargas laterales; bajo tales cargas, las secciones críticas se localizan en las zonas adyacentes o en los nudos viga-columna, recientemente ha tenido una considerable atención dirigida hacia un entendimiento del comportamiento dentro de tales nudos. Este es un problema que involucra estados de esfuerzos multiaxiales de gran dificultad analítica.

Es un nudo de conexión viga columna se recibe principalmente fuerza axial y corte; las fuerzas cortantes  $Q$  se hallan aplicadas en los puntos de inflexión de las columnas superior e

inferior que llegan al nudo, estas fuerzas se transmiten al nudo de conexión con sus respectivos momentos flexionantes.

Al reforzar el nudo de conexión se debe evitar un montaje complejo de las barras de refuerzo; si el arreglo de las barras fuera simple y espaciado, proporcionando una suficiente resistencia sísmica, una gran cantidad de trabajo sería evitada. En el Kajima Institute of Construction Technology de Tokio se realizaron ensayos con cuatro tipos de refuerzo de nudo de conexión como los mostrados en la Fig. 9. Los resultados de estos ensayos se muestra en la Fig. 10 y corresponden a la envolvente de las curvas carga-deflexión, notaremos que los estribos perimetrales si pudieron resistir fuerzas sísmicas con ángulos de deflexión de  $2/100$  rad. o más a diferencia del caso de los especímenes de columnas (Tipo J).

Un requerimiento de diseño sísmico dado por el ACI manifiesta que la conexión viga-columna tendrá suficiente refuerzo transversal para resistir una fuerza de corte calculada del corte de la columna y las fuerzas de fluencia del refuerzo de la viga, este es un criterio bueno ya que también considera los esfuerzos por fluencia flexional de la viga o vigas que llegan al nudo.

Como vemos existe la necesidad de confinar el concreto del nudo de conexión por medio de estribos para aumentar la ductilidad del nudo; principalmente cuando el nudo está sujeto a inversión de cargas como en el caso de sollicitaciones sísmicas.

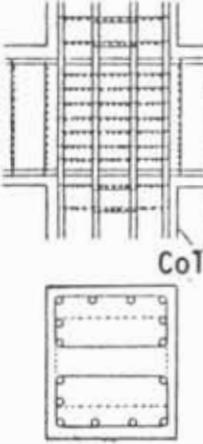
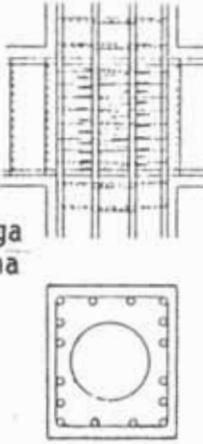
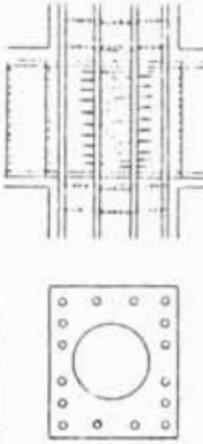
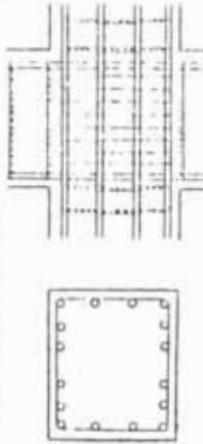
Tipo	A	SJ	S	J
Detalles del nudo viga-col.				
Ref. del nudo	$p_w = 2.2 \%$	$p_w = 2.5 \%$	$p_w = 1.2 \%$	$p_w = 1.2 \%$

Fig. 9

Detalles del nudo viga-columna de cada espécimen

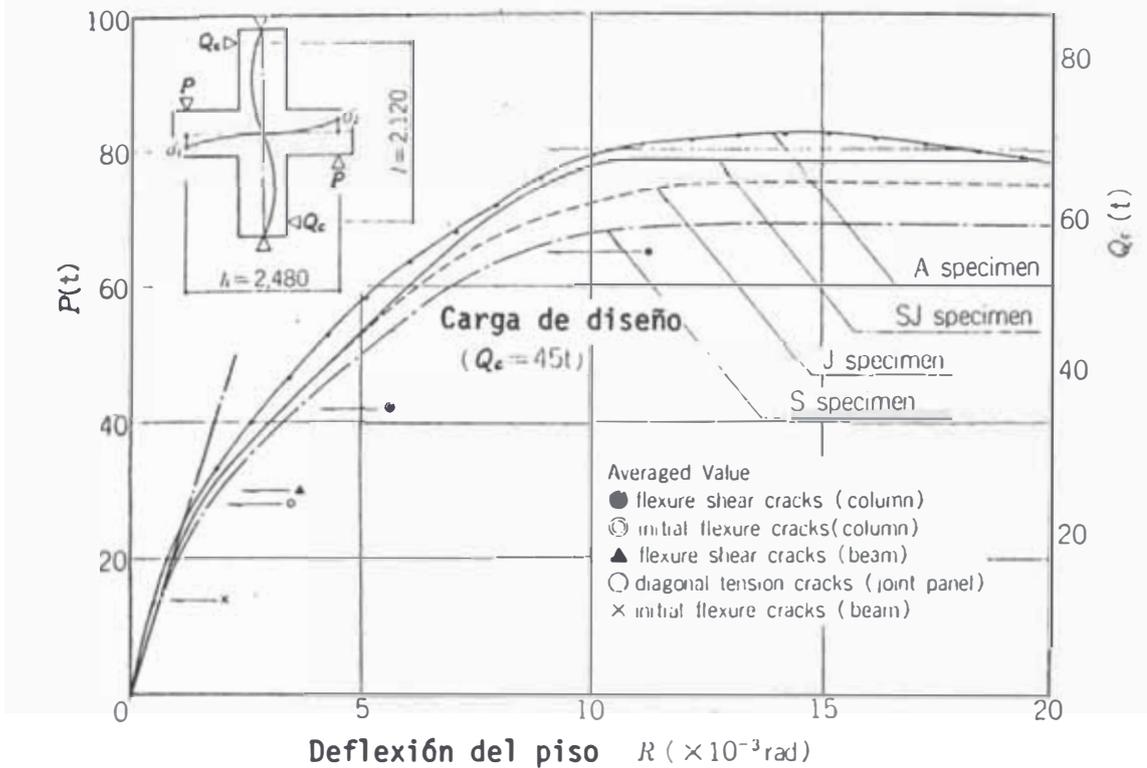


Fig. 10

Curvas carga-deflexión de cada espécimen

## 2.6 INFLUENCIA DEL CONFINAMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESION.

Es posible mejorar la ductilidad del concreto por medio de ataduras de acero (espirales o estribos). Pruebas sobre concreto en compresión confinado muestran un considerable incremento en su ductilidad y resistencia última.

En un proyecto emprendido por el Indian Institute of Science se intentó definir cuantitativamente el confinamiento dado al concreto, por medio de espirales circulares, con un índice de confinamiento y también determinar la influencia del confinamiento en su comportamiento esfuerzo-deformación. Para ello se efectuaron estudios analíticos y experimentales cuyos resultados seguidamente se presentan.

En la Fig. 11 se muestra las curvas típicas esfuerzo-deformación del concreto con y sin confinamiento. Notaremos que el confinamiento proporciona algún incremento en resistencia y un considerable incremento en la capacidad de deformación del concreto. Las curvas pueden aproximarse a trazos elasto-plásticos tales como OAB para concreto sin confinar y OPE<sub>1</sub> para concreto confinado. Podemos entonces definir al factor de ductilidad de deformación ( $\mu_{f_s}$ ) como la relación  $\bar{\epsilon}_u / \bar{\epsilon}_e$  para el concreto sin confinar, y como  $\bar{\epsilon}_u / \bar{\epsilon}_e$  para el concreto confinado. El incremento en resistencia debido al confinamiento puede ser definido como un factor de resistencia ( $S_f$ ) y definido por la rela-

ción  $\bar{f}_c / f'_c$ .

El confinamiento dado por los estribos puede ser representado por un parámetro llamado "índice de confinamiento" definido por :

$$C_1 = (p_b - \bar{p}_b)(f_y / f'_c)$$

Donde :  $p_b$  : relación del volumen de estribos al volumen de concreto confinado.

$\bar{p}_b$  : relación volumétrica cuando el espaciamiento de las ataduras es igual a la menor dimensión transversal del espécimen.

La resistencia de compresión última del concreto confinado por una circular espiral de acero está dado por :

$$\bar{f}_c = f'_c (1 + 2.30 C_1)$$

El factor de resistencia resultante del confinamiento será :

$$S_f = (1 + 2.30 C_1)$$

Relacionando estos valores hallamos :

$$\bar{\epsilon}_u = 0.30 + 8.42 C_1$$

$$\bar{\epsilon}_e = 0.12 + 0.276 C_1$$

En estas dos ecuaciones  $\bar{\epsilon}_u$  y  $\bar{\epsilon}_e$  están en porcentaje y  $C_1$

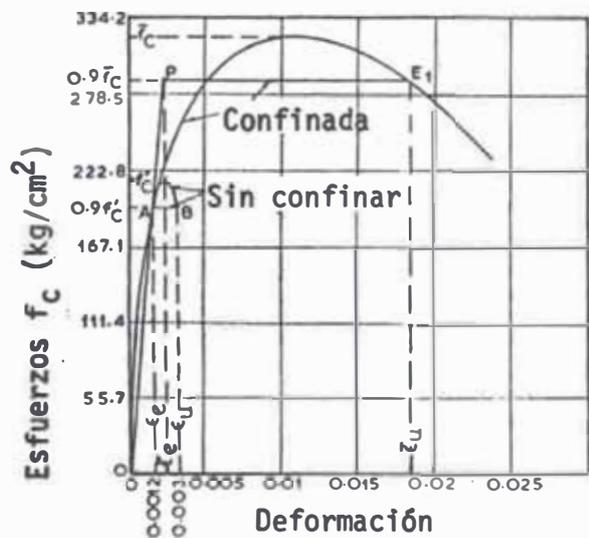


Fig. 11  
Curvas típicas de esfuer-  
zo-deformación.

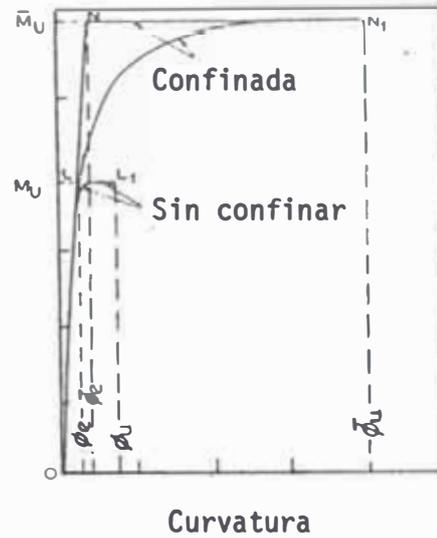


Fig. 12  
Diagramas momento-curvatura

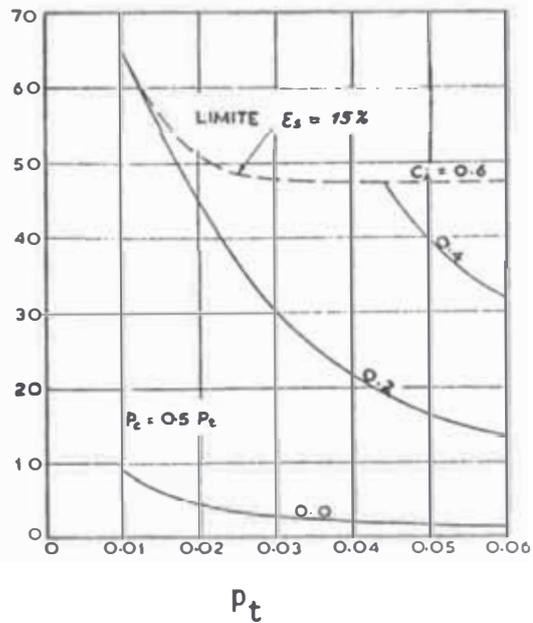
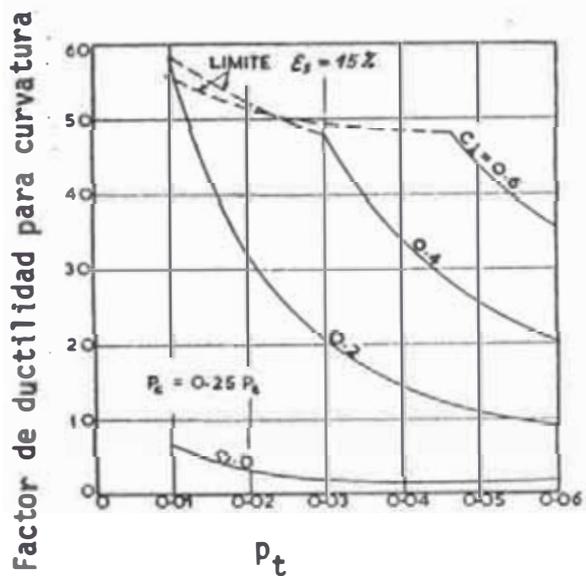


Fig. 13  
Variación del factor de ductilidad para curvatura de secciones  
de concreto armado en flexión

será expresado como un decimal.

El factor de ductilidad de deformación será :

$$\mu_{fs} = \frac{\bar{\epsilon}_u}{\epsilon_s} = \frac{0.30 + 8.42 C_1}{0.12 + 0.276 C_1}$$

En secciones de concreto armado sujetas a flexión, en adición a su índice de confinamiento, otros factores influyen en la ductilidad como la cuantía de acero de tensión y del de compresión. La Fig. 12 muestra diagramas momento-curvatura de secciones confinadas y sin confinar; estos diagramas se han aproximado a trazos elasto-plásticos. La curvatura  $\phi$  lo hallamos del análisis elástico usual, como :

$$\phi = M / (E_c \cdot I_e)$$

$M_u$ ,  $\bar{M}_u$  y  $\phi_u$ ,  $\bar{\phi}_u$  se hallan de la resistencia última empleando las fórmulas desarrolladas anteriormente,  $\bar{\phi}_u$  puede algunas veces ser controlado por el máximo desplazamiento del acero el cual es limitado a un valor del 15%.

Refiriéndonos a la Fig. 12 podemos definir el factor de ductilidad para curvatura ( $\mu_{fc}$ ) para secciones de concreto armado confinadas y sin confinar como  $\phi_u / \phi_c$  o  $\bar{\phi}_u / \bar{\phi}_c$  respectivamente.

En la figura 13 se muestra la variación del factor de ductilidad para curvatura con respecto a  $p_t$  para varios valores de  $p_c$  y de  $C_1$ . Estos gráficos son ilustrativos para concretos

## C A P I T U L O    I I I

### CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

#### 3.1    CARACTERISTICAS DE LAS CURVAS MOMENTO-CURVATURA

Para el diseño sísmico de una estructura el análisis que más se asemeja a su comportamiento es el inelástico, ya que el análisis elástico no da una satisfactoria idealización. Para poder aplicar el análisis inelástico debemos conocer el real comportamiento de los elementos en todas sus fases. Por lo tanto - debemos conocer las leyes de deformación de los diversos miembros bajo fuerzas internas simples o combinadas; sin embargo el efecto de la flexión es más prominente siendo necesario los diagramas momento-curvatura.

Los resultados de numerosos ensayos muestran diagramas momento-curvatura como el de la Fig. 14; en estos diagramas tres fases son reconocidas fácilmente :

- fase I    : la línea recta OA representa el comportamiento elástico del elemento, cuando todavía no se ha agrietado; la curvatura está dada por  $M/EI$ .
- fase II    en el punto A es alcanzada la resistencia a la tensión del concreto y aparecen las grietas; la pendiente de AF se reduce a causa del agrietamiento,

pero el acero y el concreto aún están en el rango elástico lineal.

- fase III : en el punto F ocurre la fluencia del acero en tensión y la fase FU se caracteriza por las grandes rotaciones que resultan de la deformación del acero; el punto final U indica la ruptura, que es asociada al límite de rotación.

Lo anterior es el caso de la curvatura de elementos con un normal o pequeño porcentaje de refuerzo, y sin carga axial. En un elemento con gran cantidad de refuerzo la falla puede ocurrir antes de la fluencia del acero; la deformación plástica final en este caso es debida a la plasticidad del concreto.

En columnas la carga axial es relativamente importante y debido a éllo el punto de agrietamiento A es más alto (Fig. 15), la ruptura también puede ocurrir sin agrietamiento, para pequeñas excentricidades, cuando toda la sección está comprimida ( $N_2$ ).

Todos esos diagramas se caracterizan por los puntos AFU y por lo tanto por su "no linealidad". Los análisis basados en tales características flexionales reales se llaman "análisis no lineal" o también "análisis inelástico".

En las secciones con baja cuantía de refuerzo la fluencia del acero conduce a grandes deformaciones del acero, a una propagación de las grietas de tensión hacia la zona de compresión, y un gradual incremento de la deformación por compresión

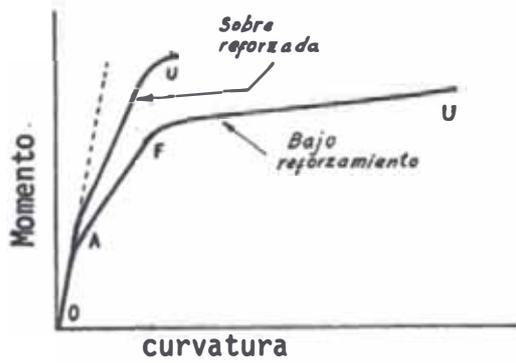


Fig. 14

Diagramas momento-curvatura  
( sólo flexión )

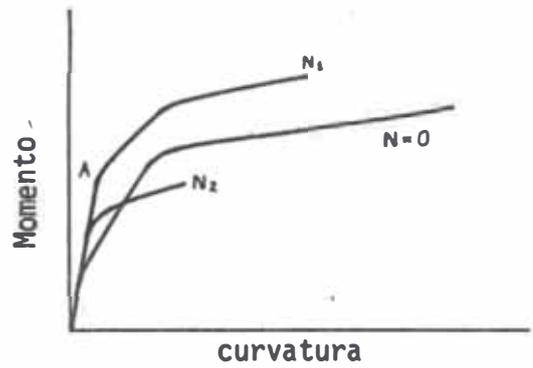


Fig. 15

Diagramas momento-curvatura  
( flexión con carga axial )

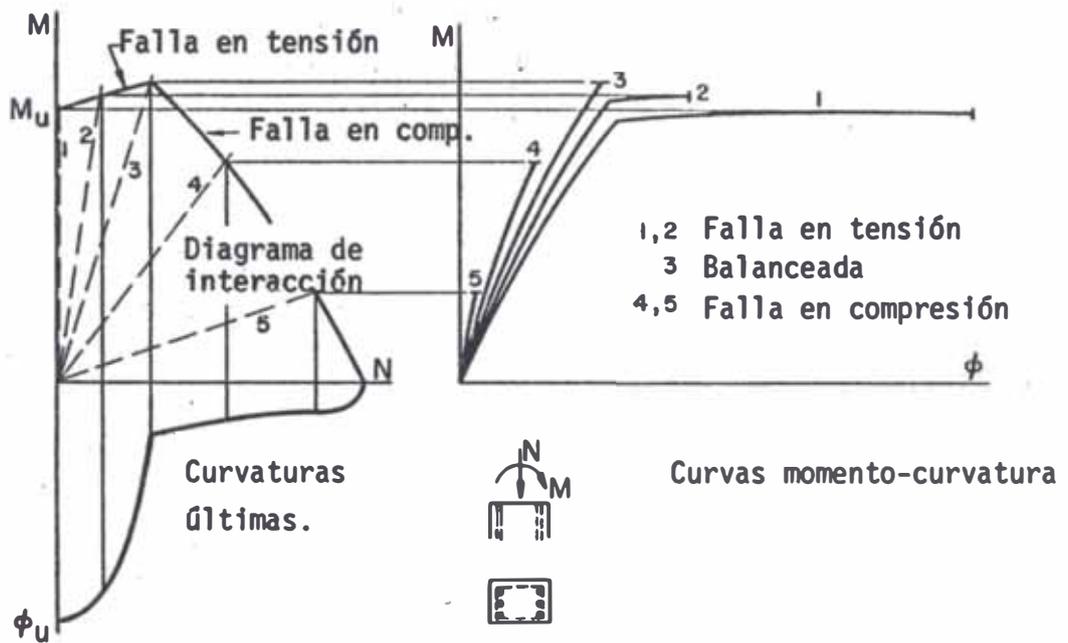


Fig. 16

Efecto de la fuerza axial sobre el momento y curvatura  
última.

en el concreto hasta que sea alcanzada la deformación última  $\epsilon_u$  a un momento constante o ligeramente mayor  $M_u$ , con una curvatura última  $\theta_u$ . El comportamiento resultante es de naturaleza dúctil, permitiendo grandes curvaturas. Por otro lado en las secciones sobre reforzadas, una vez producido el aplastamiento del concreto en compresión, el brazo de palanca interna se reduce y el momento resistente de la sección disminuye rápidamente sin que se permita que el acero alcance su esfuerzo de fluencia; el comportamiento es frágil y no permite grandes rotaciones antes de la falla.

Ya dijimos que la carga axial tiene gran efecto sobre las deformaciones de la sección. Cuando se incrementa la carga axial la curvatura última se reduce (ver Fig. 16), hasta que en la etapa balanceada toma lugar la falla frágil. Bajo tales condiciones, es aconsejable diseñar siempre las estructura de tal forma que cualquier plastificación tome lugar en las vigas antes que en las columnas.

### 3.2 EVALUACION DE LOS PUNTOS CARACTERISTICOS DE LAS CURVAS MOMENTO-ROTACION.

Anteriormente ya se habfa dicho que el efecto de la flexión es prominente en la deformación de los diversos elementos estructurales, es por ello que para poder describir el comportamiento inelástico de las estructuras de concreto armado necesitamos conocer las relaciones entre los momentos extremos y las

rotaciones extremas de las vigas y columnas.

Las curvas envolventes de las fuerzas de restauración de miembros estructurales deformados presentan ciertas características, de éstas características se ha podido idealizar la relación momento-rotación dentro de un modelo trilineal. Para vigas y columnas dicha relación trilineal está definida por el momento de agrietamiento ( $M_a$ ), el momento de fluencia ( $M_f$ ), y el factor de reducción de rigidez en la fluencia ( $\alpha_f$ ). (Ver Fig. 17).

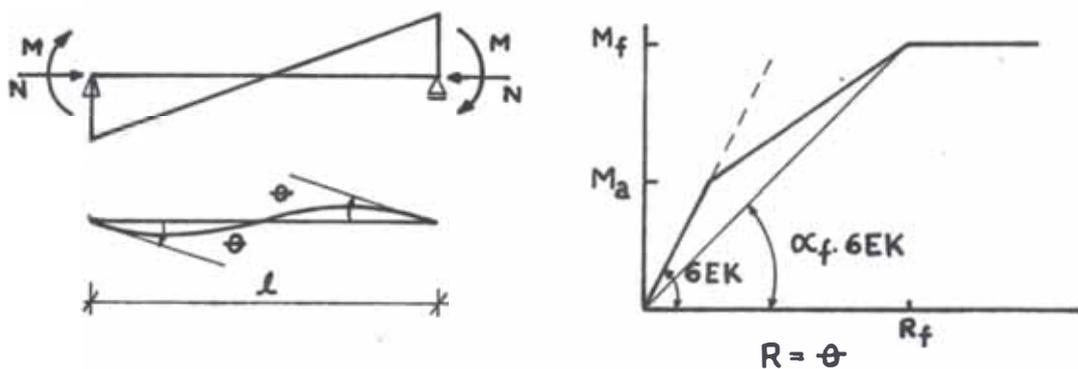


Fig. 17  
Relación Momento-Rotación

Las ecuaciones siguientes sirven para evaluar los puntos característicos de las curvas momento-rotación y han sido desarrolladas en el Japón en base a los resultados de un gran número de ensayos.

### 3.2.1 MOMENTO DE AGRIETAMIENTO.-

De acuerdo a la teoría elástica el momento de agrieta

miento está definido por :

$$M_a = \left( f_t + \frac{N}{A_e} \right) Z_e$$

Donde :

$f_t$  = Resistencia a la tensión del concreto =  $1.8\sqrt{f'_c}$

$N$  = Fuerza axial de compresión

$A_e$  = Area efectiva de la sección =  $A(1 + 2n.p_t)$

$Z_e$  = Módulo resistente de la sección =  $I_e/(D/2)$

$I_e$  = Momento de inercia equivalente.

Para calcular  $I_e$  en forma rápida se puede emplear la expresión :

$$I_e = \left[ 1 + (0.15 + 0.2\lambda) p_t \right] I \quad (p_t \text{ en porcentaje})$$

Donde :  $I = 1/12 bD^3$

$\lambda$  : relación de cuantías de acero =  $p_c/p_t$

En columnas de concreto armado generalmente el refuerzo es simétrico ( $p_c = p_t$ ) y por lo tanto :  $I_e = (1 + 0.35 p_t)I$ .

Cabe recordar también que la columna puede fallar sin que se alcance el momento de agrietamiento, esto ocurre cuando la excentricidad es pequeña y la sección entera está comprimida.

### 3.2.2' MOMENTO DE FLUENCIA.-

Lo podemos hallar a partir de la siguiente fórmula empí-

rica :

$$M_f = (g \cdot p_t \cdot f_y / f'_c + 0.5 n_o (1 - n_o)) f'_c b D^2$$

Donde :  $g$  = distancia entre los aceros de tensión y compresión dividido por el tirante total de la sección.

$$n_o = \text{relación de compresión axial} = N / (b D f'_c)$$

Nota.- Una sección alcanza la fluencia solamente cuando  $N < N_b$ , donde  $N_b$  = carga axial en la falla balanceada; de lo contrario se producirá la falla sin ocurrir fluencia.

### 3.2.3 FACTOR DE REDUCCION DE RIGIDEZ EN LA FLUENCIA

Investigadores japoneses han obtenido experimentalmente la siguiente ecuación:

$$\alpha_f = 3.5 n \cdot p_t (d/D)^3 \leq 0.48 (d/D)^3$$

Una expresión más exacta que involucra a otros factores es:

$$\alpha_f = (0.043 + 1.64 n \cdot p_t + 0.043 a/D + 0.33 n_o) (d/D)^2$$

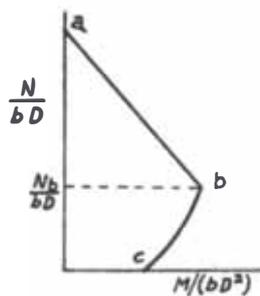
aquí  $a/D$  es la relación entre la luz de corte y el tirante total de la columna (Para fines prácticos  $a = h/2$ )

### 3.3 OBTENCION DE GRAFICOS

Los gráficos siguientes son diagramas de interacción carga axial-momento último para diferentes valores de " $g$ " y de " $p_t$ "

La finalidad principal de dichos gráficos es determinar si en una columna en estudio puede alcanzarse el esfuerzo de agrietamiento y el de fluencia antes de producirse la falla de la columna; además el de evaluar el momento de fluencia si es que se presenta.

Los gráficos, para una cuantía de tracción  $p_t$  dada, presentan la siguiente forma característica:



donde el punto "a" corresponde a carga axial pura, el punto "b" a la falla balanceada, y el "c" a flexión pura.

En el eje de las abscisas se representa los valores de  $M/(bD^2)$ , donde M representa el valor del momento último de dicha sección; el eje de las ordenadas corresponde a los valores de  $N/(bD)$ , donde N es la carga axial actuante.

Los gráficos se usan de la siguiente manera: primeramente de los diagramas se encuentra el valor de la carga axial en la falla balanceada ( $N_b$ ), de la columna en estudio, y se compara con el valor de la carga axial actuante en dicha columna (N). Si el valor de N es menor que el de  $N_b$  en la columna se alcanzará el agrietamiento y la fluencia antes de que se produzca la

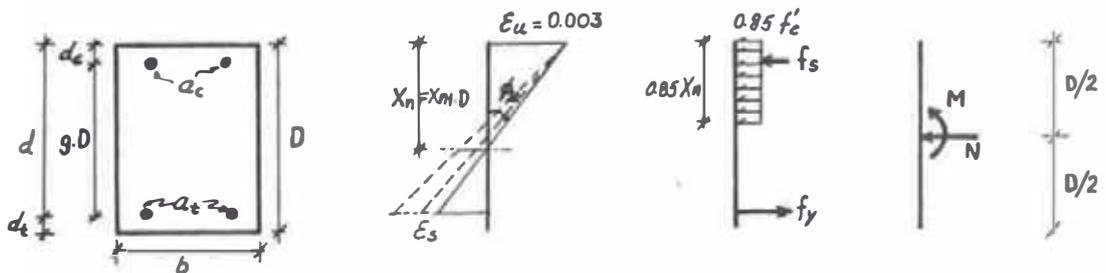
falla, y por lo tanto su diagrama esfuerzo-deformación presentará puntos de agrietamiento y de fluencia; en este caso el valor del momento de fluencia se puede hallar de los momentos, ya que este momento es aproximadamente igual al valor del momento último. Por el contrario si el valor de  $N$  es mayor que el de  $N_b$  la columna no presentará fluencia fallando por compresión a un momento último del correspondiente diagrama; además si el momento de agrietamiento ( $M_a$ ) calculado con las expresiones anteriormente dadas, es mayor que el momento último evaluado de los diagramas, la columna fallará sin que se produzca el agrietamiento. Los gráficos también permiten encontrar la curvatura última de una sección de columna para notar la influencia que tiene la carga axial sobre la curvatura.

Los diagramas de interacción han sido evaluados para un acero de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y un concreto de  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y las coordenadas de las curvas se han calculado de la siguiente manera:

a) Para compresión pura (Punto "a"):

$$N/(bD) = 0.85 f'_c + 2 p_t f_y$$

b) Para la curva entre la falla balanceada y la flexión pura:



1° Se fija el valor de deformación unitaria última del concreto  $\epsilon_u = 0.003$  y se varía el valor de la deformación del acero en tracción  $\epsilon_s$  desde 0.002 (Que corresponde al inicio de fluencia: falla balanceada) hasta un máximo de 0.015 (Que corresponde a la rotura del acero).

2° Se determina el valor de  $X_n$  para cada valor de  $\epsilon_s$  ( $X_n$  es la distancia del eje neutro a la fibra mas comprimida), luego se calcula la curvatura última ( $\phi_u$ )

$$\phi_u \cdot D = \frac{\epsilon_u}{X_{n1}} \quad X_{n1} = \frac{X_n}{D}$$

3° Determinación de esfuerzos en el acero de compresión

$$f_s = E_s \left[ \epsilon_u - (\epsilon_u / X_{n1}) d_c / D \right] \leq f_y$$

4° Calculamos la fuerza axial y el momento para el diagrama de deformación asumido:

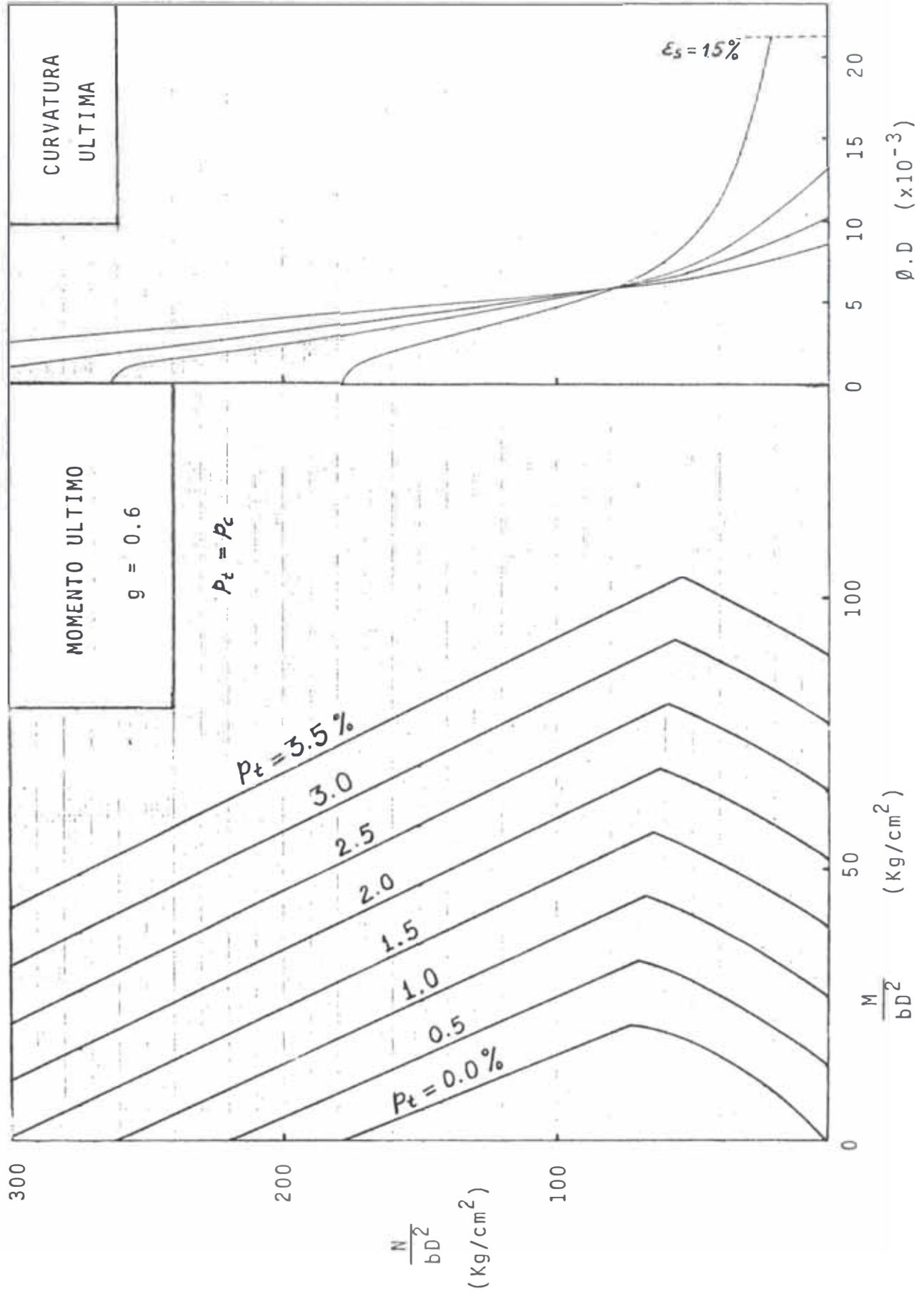
$$\frac{N}{bD} = 0.72 f'_c \cdot X_{n1} + p_t (f_s - f_y)$$

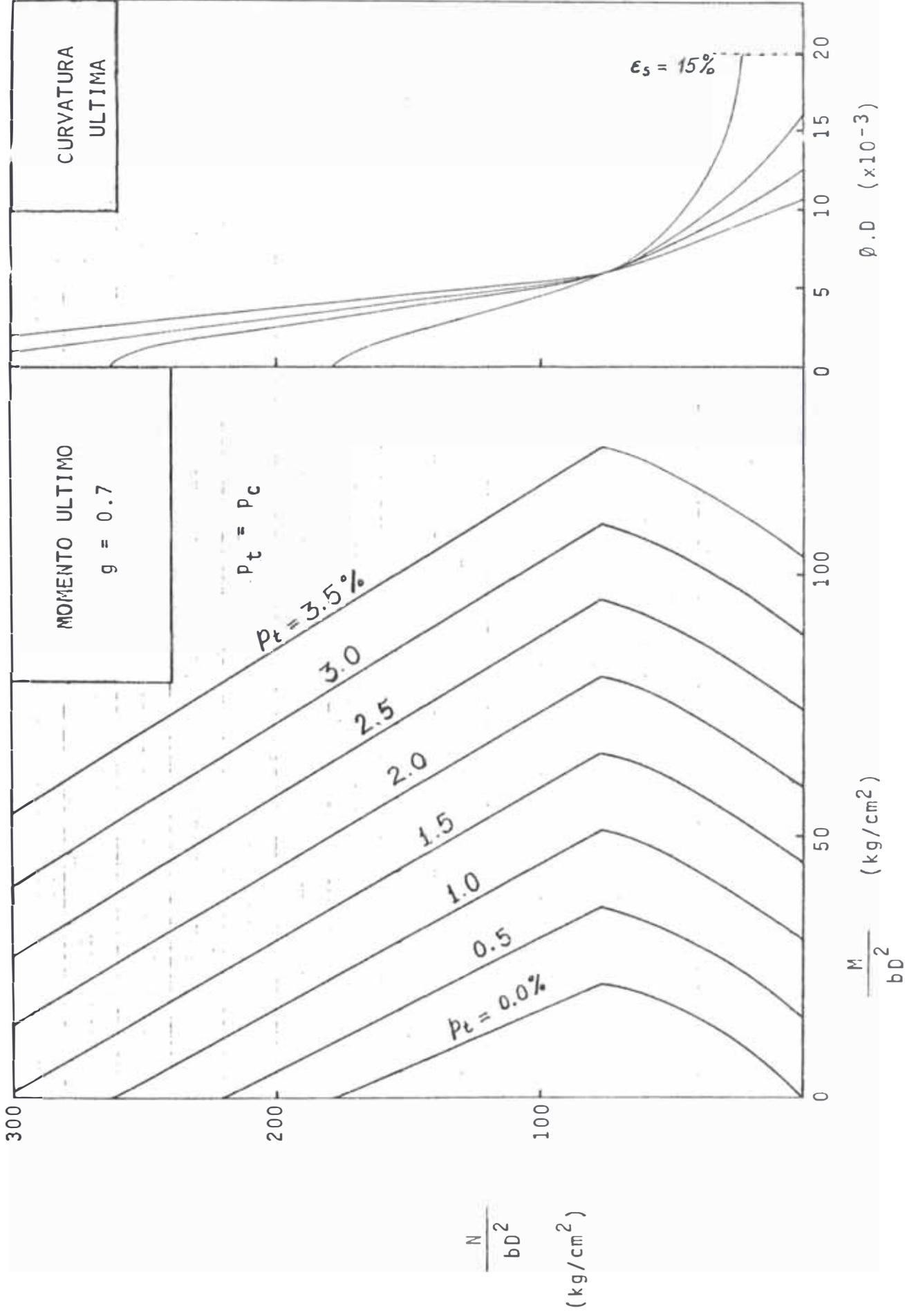
$$\frac{M}{bD^2} = 0.72 X_{n1} \cdot f'_c \cdot (0.5 - 0.425 X_{n1}) + 0.5 g \cdot p_t (f_y + f_s)$$

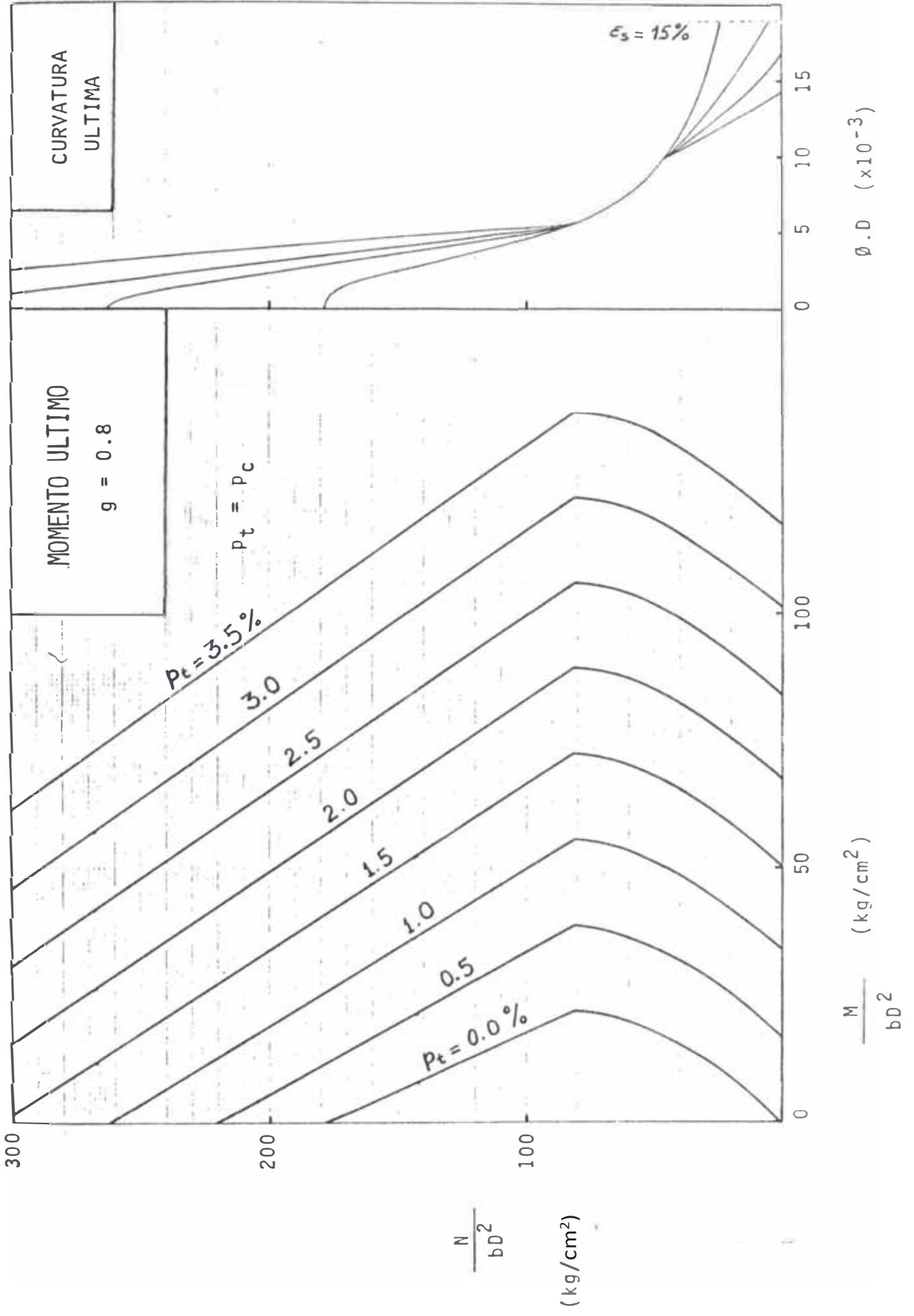
Para aliviar la labor de calculo de las coordenadas de las curvas de interacción, se hizo un pequeño programa de compu  
tación en base a los pasos de calculo anteriores para que calcu

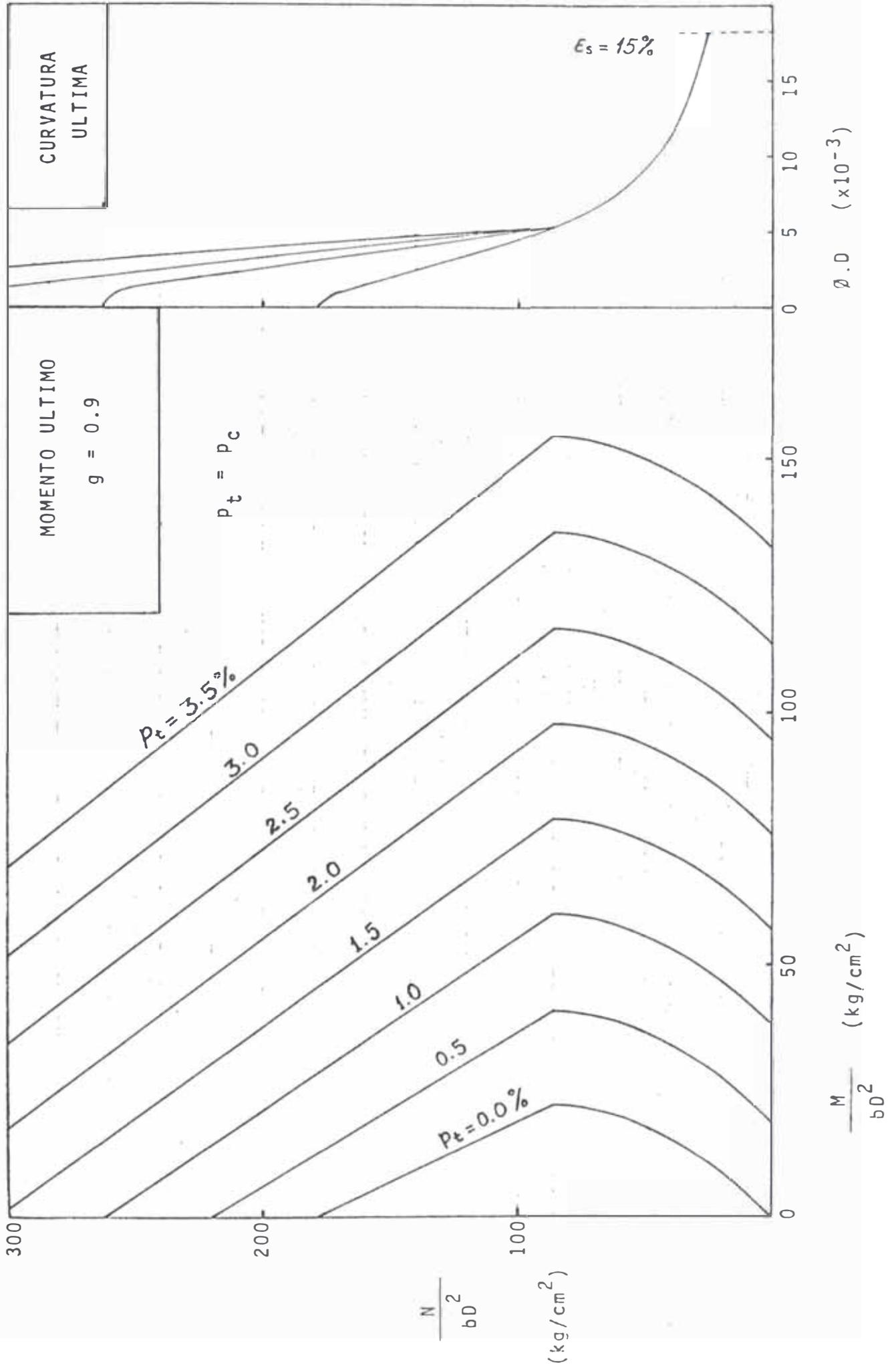
Para los valores de  $\frac{N}{bD}$ ,  $\frac{M}{bD^2}$  y  $\phi_u \cdot D$  para las diferentes combinaciones de  $g$ ,  $p_t$  y  $\epsilon_s$ , con lo cual se plotearon los puntos de las diagramas de interacción.

\*\*\*\*\*









## C A P I T U L O    I V

### ESTUDIO DE LA DUCTILIDAD DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

#### 4.1    I N T R O D U C C I O N

Décimos que un elemento estructural es "dúctil" cuando este tiene la capacidad de deformarse mas allá de la deformación correspondiente al inicio de su fluencia. El factor de ductilidad es simplemente la relación entre el máximo desplazamiento dividido por el desplazamiento en la fluencia. Vemos pues que los factores de ductilidad, calculados para un sismo dado, son una medida de las deformaciones mas alla de la iniciación de la fluencia que los diversos elementos estructurales deben ser capaces de soportar sin fallar. Ellos son requerimientos básicos de diseño que el sistema estructural debe ser capaz de desarrollar.

Estudios de los daños causados por sismos a muchas estructuras de concreto armado indican que la insuficiente ductilidad jugó un papel muy importante en la insatisfactoria performance de esas estructuras.

Los terremotos han demostrado que las columnas cortas no tienen una adecuada resistencia sísmica, porque han sido más vulnerables a la falla frágil que las columnas largas, no pu -

diendo por lo tanto desarrollar una adecuada ductilidad.

Los edificios, diseñados para soportar las fuerzas laterales especificadas por los códigos corrientes de edificación, pueden resistir intensos terremotos solamente si el sistema estructural es capaz de desarrollar bastante ductilidad. De los análisis de la respuesta inelástica de diversos sistemas de fluencia sujetos a terremotos moderadamente intensos, se concluyó que las edificaciones de varios pisos deben ser capaces de soportar desplazamientos de piso de 4 a 6 veces el desplazamiento del límite elástico, para un funcionamiento adecuado. Estos códigos de edificación toman considerable confianza sobre la ductilidad y el comportamiento inelástico de los sistemas estructurales para resistir los fuertes movimientos sísmicos.

Todas esas observaciones de terremotos pasados, así como estudios experimentales, indican que la ductilidad en adición a la resistencia es un parámetro muy importante en el diseño de estructuras sísmo-resistentes. En el presente capítulo estudiaremos a los factores que afectan la ductilidad de las columnas de concreto armado, trataremos de relacionar la ductilidad a los modos de falla, y procurar obtener criterios o expresiones de diseño para lograr columnas dúctiles.

## 4.2 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO.

En el Japón se han realizado muchos estudios sobre las

columnas de concreto armado; investigadores japoneses revelaron que la relación de fuerza axial, la relación de brazo de momento, el tipo y la cuantía del refuerzo transversal controlan la resistencia y ductilidad de las columnas de concreto armado. Algunos resultados de esos estudios son los siguientes:

#### 4.2.1 RELACION DE BRAZO DE MOMENTO ( $a_1 = a/D$ )

T. Arakawa y otros investigadores reportaron que la relación del brazo de momento ( $a = M/Q$  donde  $M$  es el momento y  $Q$  es la fuerza cortante) a la altura de la sección gobierna la resistencia al corte de las vigas de concreto armado. Yamada planteó que la relación de brazo de momento es el factor más importante que afecta la ductilidad de las columnas de concreto armado. Cuando  $a/D$  es menor que dos, las columnas generalmente fallan por corte. La falla por corte de una columna corta no muestra ductilidad y permite solamente un pequeño desplazamiento del piso, correspondiendo a una deformación angular de  $1/1000$  a  $3/1000$  rad. Cuando  $a/D$  es mayor que dos, las columnas generalmente fluyen por momento de flexión y permiten gran ductilidad pudiendo obtenerse desplazamientos de más de  $2/100$ .

De los ensayos sobre columnas cortas se obtuvieron similares conclusiones concernientes a la inadecuada resistencia de los elementos que poseen una pequeña relación de brazo de momento. Sobre la base de estos estudios experimentales las columnas de concreto armado deben diseñarse para una relación de brazo de momento ( $M/(QD)$ ) mayor que dos.

#### 4.2.2 RELACION DE COMPRESION AXIAL ( $n_o = N/(f'_c bD)$ )

Fué planteado por muchos investigadores que la relación de compresión axial,  $n_o = N/(f'_c bD)$ , afecta la ductilidad y el tipo de falla de la columna.

Se ha demostrado experimentalmente, en columnas con una relación de brazo de momento  $a/D = 2$  y bajo carga repetida alternamente en el rango inelástico, que un incremento de  $n_o$  causa una disminución de ductilidad y cuando  $n_o$  es mayor que un tercio se puede esperar inexistencia de ductilidad.

Estudios experimentales realizados por M. Yamada en columnas de concreto armado con  $a/D$  mayor que dos muestran que cuando  $n_o$  es mayor que 0.5 ocurre falla de compresión en el lado comprimido de la columna conduciendo esto a una menor ductilidad; cuando  $n_o$  es menor que 0.5 ocurre fluencia del refuerzo de tensión lo que contribuye a un significativo incremento en ductilidad.

De los diagramas de interacción del Capítulo III notaremos también que para que la columna desarrolle ductilidad es necesario que la carga axial sea menor que la correspondiente a la falla balanceada con el fin de que ocurra fluencia del refuerzo de tracción y por consiguiente la columna puede ser capaz de desarrollar ductilidad. Por todo lo dicho las columnas deben diseñarse para una relación de compresión axial  $n_o$  menor que 1/3.

### 4.2.3 CARGAS REPETIDAS ALTERNATIVAMENTE

Las cargas repetidas alternativamente también afectan la resistencia y ductilidad de las columnas de concreto armado. Investigaciones realizadas en edificaciones que colapsaron en el Terremoto Tokachi-Okí de 1968 (Japón) indicaron que las cargas repetidas alternativamente producidas por el sismo produjeron una reducción de resistencia y ductilidad en las columnas de concreto armado siendo ésto una de las causas del colapso.

El comportamiento estructural de un elemento bajo cargas repetidas alternativamente se torna visible generalmente dentro de 10 ciclos de carga en el rango de post-fluencia: las curvas histeréticas fuerza-deflexión varían considerablemente con el número de ciclos, a menudo haciendo perder la estabilidad de la columna. De los ensayos efectuados se notó que la resistencia de la columna disminuye con el elemento de la amplitud de las deformaciones.

Conforme la estructura vibra el concreto se muele y aplasta cambiando las curvas fuerza-deformación. Se ha probado que cuando las columnas son cargadas mas allá del punto de fluencia del acero, durante los primeros ciclos de deformaciones inelásticas ocurren rápidos cambios en la rigidez. Al reducir los pórticos y elementos estructurales su rigidez y resistencia, reducen también su capacidad de absorber energía por ciclo de deformación.

#### 4.2.4 ARREGLO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Muchos investigadores concuerdan que la cuantía del refuerzo transversal afecta la ductilidad de las columnas de concreto armado. Investigadores japoneses revelaron que la resistencia al corte de las columnas de concreto armado varía de acuerdo al tipo del refuerzo transversal, aún cuando la relación del reforzamiento es constante. Todo lo relacionado a éste acápite se ha discutido con mayor detalle en el Capítulo II.

#### 4.3 MODOS TÍPICOS DE FALLA EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

De los daños producidos por muchos terremotos se ha notado que la mayor parte de las columnas fallaron por corte; además las columnas cortas han demostrado no poseer una adecuada ductilidad, ya que éstas son más vulnerables a la falla frágil que las columnas largas.

Se ha observado que las columnas, que colapsaron en terremotos y en pruebas de laboratorio, presentan ciertos modos típicos de falla que se pueden clasificar de la siguiente manera:

- 1) Falla por compresión del concreto después de la fluencia flexional del refuerzo de tensión con o sin pandeo del acero de compresión.-En este modo de falla tenemos a: falla por aplastamiento del concreto después de la fluencia flexional (F.A.), falla por pandeo de las barras de compresión después de la fluencia flexional y a

plastamiento del concreto (F.A.P.)

- 2) Falla por corte antes o después de la fluencia flexional.- Aquí agrupamos a las fallas siguientes: falla por tensión diagonal después del agrietamiento por corte (C.TD.), falla por corte-tensión después del agrietamiento por corte (C.CT.), falla por corte-tensión después de la fluencia flexional (F.CT.), falla por corte-compresión después del agrietamiento por corte (C.CC.), falla por corte-compresión después de la fluencia flexional (F.CC.)
- 3) Falla por adherencia antes o después de la fluencia flexional.- Tenemos a: falla por cuarteaduras de adherencia después del agrietamiento por adherencia (A.Ad.), falla por cuarteaduras de adherencia después de la fluencia flexional (F.Ad.).

Nota.- Las letras entre paréntesis corresponden a la notación del modo típico de falla.

#### 4.4 CLASES DE DUCTILIDAD

La siguiente clasificación de ductilidad de columnas de concreto armado corresponde a la clasificación adoptada en un proyecto de investigación del Ministerio de Construcción del Japón, está basada sobre las deflecciones críticas ( $\delta$ ) y los factores de ductilidad ( $\mu = \delta / \delta_y$ ) que experimentaron las columnas ensayadas.

DUCTILIDAD	CARACTERISTICAS
A	Columnas muy dúctiles que fallaron por corte o por pandeo de las barras de compresión a grandes deflexiones horizontales ( $\mu \geq 6$ )
B	Columnas dúctiles cuya deteriorización de su capacidad al corte fué pequeña hasta $\mu=4$ , pero que fallaron por corte o por adherencia o por pandeo de las barras antes de $\mu=6$
C	Columnas que primero fluyeron por flexión, pero se deterioraron notablemente debido a la falla por adherencia o por corte o por el pandeo de las barras de refuerzo antes de alcanzar una gran deflexión.
D	Columnas que fallaron por corte o por adherencia antes de la fluencia flexional (Otras que A,B y C)

La clasificación anterior es la más apropiada para la ductilidad; una clasificación simplemente cuantitativa no sería muy conveniente, puesto que el modo de falla es también importante.

La Fig. 21 muestra las relaciones entre su modo de falla y su ductilidad de 125 especímenes ensayados por el Ministerio de Construcción Japonés. Como se observa en dicha figura, el modo de falla más dúctil es el F.A. seguido del tipo CC. Mu

chos especímenes que fallaron en el tipo CT y en el tipo Ad. mostraron pobre ductilidad. Por consiguiente, para conseguir una buena ductilidad se debe prevenir los modos de falla frágiles como el tipo CT y el tipo Ad.

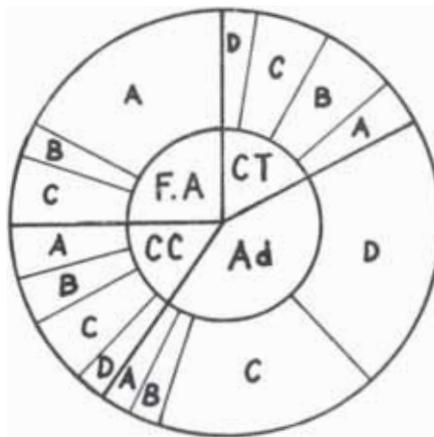


Fig. 21

Relaciones entre el modo de falla  
y la ductilidad

#### 4.5 DISCUSION SOBRE LAS FALLAS EN LAS COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

Las siguientes discusiones sobre los modos de falla de las columnas de concreto armado están referidas a los resultados de los ensayos realizados por el Ministerio de Construcción del Japón.

#### 4.5.1 PANDEO DEL REFUERZO AXIAL

Los resultados de diferentes ensayos muestran que el zunchado espiral es más efectivo para evitar el pandeo de las barras de compresión que los estribos con ganchos. Se notó también que cuando la relación de esbeltez de la barra de compresión  $\lambda$ , calculada asumiendo que la longitud de pandeo es igual al espaciamiento del refuerzo transversal, es más que 34 el ángulo de rotación de la columna en el pandeo  $R_p$  llegó a ser entre 1/100 y 1/50, pero cuando  $\lambda$  es menor que 34 el pandeo ocurre bajo grandes deflecciones.

Los resultados anteriores manifiestan que el espaciamiento del refuerzo transversal en los extremos de la columna debe ser menor que 8 veces el diámetro del refuerzo axial.

#### 4.5.2 FALLA POR CORTE

Hasta la fecha no hay una ecuación cuantitativa concierne a la relación entre la ductilidad de un elemento y la cuantía del refuerzo transversal. Experimentalmente se observó que la fórmula experimental mínima del Dr. Arakawa puede ser un criterio razonable para determinar la ductilidad de las columnas.

Se notó que la relación entre la resistencia al corte calculada con la fórmula mínima de Arakawa ( $Q_{ARA}$ ) y la calculada resistencia flexional cuando la columna fluye en ambos extremos ( $Q_{FU}$ ) puede determinar la clase de ductilidad que pue-

de desarrollar la columna. De los resultados, excepto de los especímenes que fallaron por adherencia, se observa que cuando la relación  $Q_{ARA} / Q_{FU}$  es mayor que 1 la ductilidad era A o B excepto algunos casos, y cuando la relación era menor que 1 la ductilidad era C o D. Sin embargo cuando el máximo esfuerzo cortante  $Q/bd$  se torna grande, la ductilidad tiende a ser pobre.

Las expresiones que permiten calcular  $Q_{ARA}$  y  $Q_{FU}$  son las siguientes:

$$Q_{ARA} = \left[ \frac{0.0754 p_t^{0.23} K_u (180 + f_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot f_y} \right] \frac{7}{8} b \cdot d$$

Si  $M/Qd > 3$ , en la fórmula se toma  $M/(Qd) = 3$

en los ensayos se tuvo que el factor escala fué:

$$K_u = 0.80 \text{ (d=21.5 cm)}, 0.72 \text{ (d=43 cm)}$$

$$Q_{FU} = M_f/a = \frac{(g \cdot p_t \cdot f_y / f_c + 0.5 n_o (1 - n_o)) f_c b \cdot D^2}{a}$$

donde a: luz de corte del elemento ( $a = h/2$ )

De los resultados anteriores se concluye que debemos diseñar a la columna de tal forma que su resistencia cortante por la fórmula mínima de Arakawa sea mayor que la resistencia flexional

Seguidamente se hará una discusión sobre los modos típicos

cos de falla por corte, que serán de gran utilidad en el diseño de columnas cortas.

1) Falla por Tensión Diagonal.-

Se investigó la carga inicial de agrietamiento por tensión diagonal  $Q_{TD}$ . Se obtuvo el valor teórico de  $cQ_{TD}$  asumiendo que el principal esfuerzo de tensión es igual a la resistencia a la tensión del concreto  $f_t = 1.8 \sqrt{f'_c}$ . El resultado es el siguiente:

$$cQ_{TD} = \frac{f_t \cdot b \cdot D}{1.5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_s}}$$

El esfuerzo transversal crítico  $p_{WTD}$  se obtuvo asumiendo que los refuerzos transversales soportan toda la tensión diagonal.

$$p_{WTD} = \frac{f_t}{f_y \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \left[ 2 \sqrt{\frac{ft}{\sigma_0} + \left(\frac{ft}{\sigma_0}\right)^2} \right]$$

Los especímenes en los cuales la máxima resistencia al corte hallado en los ensayos fué mayor que  $0.8cQ_{TD}$  y tenían cuantía de refuerzo transversal menor que  $p_{WTD}$  fallaron por tensión diagonal.

2) Falla por Corte-Tensión.-

Los resultados de los ensayos muestran que cuando los espe-

cimenes tenían la cuantía del refuerzo transversal  $p_w$  menor que la cuantía de refuerzo transversal crítica  $p_{WCT}$  estos presentaron modos de falla por corte-tensión.

La cuantía de refuerzo transversal crítica, es la cuantía requerida para que las columnas alcancen la resistencia flexional después del agrietamiento por corte-tensión. Se calcula con la siguiente ecuación:

$$p_{WCT} = \frac{1.6 jx1-pt.}{a_1^{1.25}}$$

donde

$$jx1 = \frac{d - X_n}{D} = d_1 - \frac{\sigma_o + p_t \cdot f_y \cdot a_1^{-0.75}}{0.85 f'_c}$$

### 3) Falla por Corte-Compresión.-

El modo de falla por corte-compresión es causado esencialmente por el colapso del concreto en compresión, una adecuada ductilidad no puede ser esperada en la columna, aún con mucho refuerzo transversal, si no se cumplen ciertas condiciones.

Para obtener una buena ductilidad es necesario que los esfuerzos axiales no sean tan elevados y también que la influencia del corte no sea grande. En los ensayos se notó que muchos especímenes que satisficieron la siguiente condición mostraron buena ductilidad prescindiendo del valor de la cuantía del refuerzo transversal.

$$\frac{\sigma_1}{f_t} + 6 \frac{x_n}{D} \leq 3$$

donde:

$$\sigma_1 = -0.425f'_c + \sqrt{(0.425f'_c)^2 + \tau^2}$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{b \cdot x_n} \quad (Q_{\max} \cong Q_{FU})$$

$$x_{n1} = \frac{x_n}{D} = \frac{\sigma_0 + p_t \cdot f_y}{0.85f'_c}$$

### 4.5.3 FALLA POR ADHERENCIA

En las columnas que fallaron de este modo, pequeñas grietas inclinadas aparecieron inicialmente en la posición del refuerzo de tensión a una distancia  $d$  de los extremos de la columna a fines de las llamadas grietas de corte. Conforme aumentó el número de ciclos de carga o conforme aumentaban las deflexiones horizontales, aumentaron muchas grietas similares a lo largo del refuerzo de tensión hacia el centro de la columna. Y gradualmente el concreto de recubrimiento se exfoliaba y la capacidad al corte de la columna se deterioraba. Esta falla por adherencia es diferente de las usuales cuarteaduras por adherencia en concreto masivo. La pequeña grieta inclinada, a la que llamaremos grieta de cuarteadura por adherencia, es considerada como un iniciador de este modo de falla.

La fuerza de corte correspondiente a esta grieta de

cuarteadura por adherencia inicial se puede calcular con la siguiente expresión:

$$c^{Q_{Ad}} = \frac{-f_t \cdot B + \sqrt{f_t^2 \cdot B^2 + 4A^2(f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0)}}{2A^2} \quad (\text{Kg})$$

donde:  $\sigma_0 = N/(bD)$

$$A = \frac{1}{1.75n \cdot b \cdot d} + \frac{6I(D \cdot dt - dt^2)}{I_e \cdot b \cdot D^3}$$

$$B = \frac{(M/Q - d)(D/2 - dt)}{I_e}, \quad f_t = 1.8 \sqrt{f'_c}$$

$b'$ : el valor mas pequeño de  $(2\sqrt{2} \cdot dt - \phi_0)$  y  $(\frac{b - \sum \phi_0}{3})$

$n'$ : número de refuerzos de tensión

$\phi_0, \sum \phi_0$ : Diámetro de un refuerzo de tensión y la suma-  
ción, respectivamente

$I, I_e$ : Momento de inercia sin y con el efecto de las  
barras, respectivamente

La comparación de los resultados calculados  $c^{Q_{Ad}}$  con los resultados de las pruebas  $T^{Q_{Ad}}$  muestra que  $T^{Q_{Ad}}$  es generalmente mayor que  $c^{Q_{Ad}}$ , y esta relación aumenta más cuando  $M/QD$  y  $p_t$  disminuyen, y cuando  $\sigma_0$  aumenta. Sin embargo no se notó influencia de  $p_w$ .

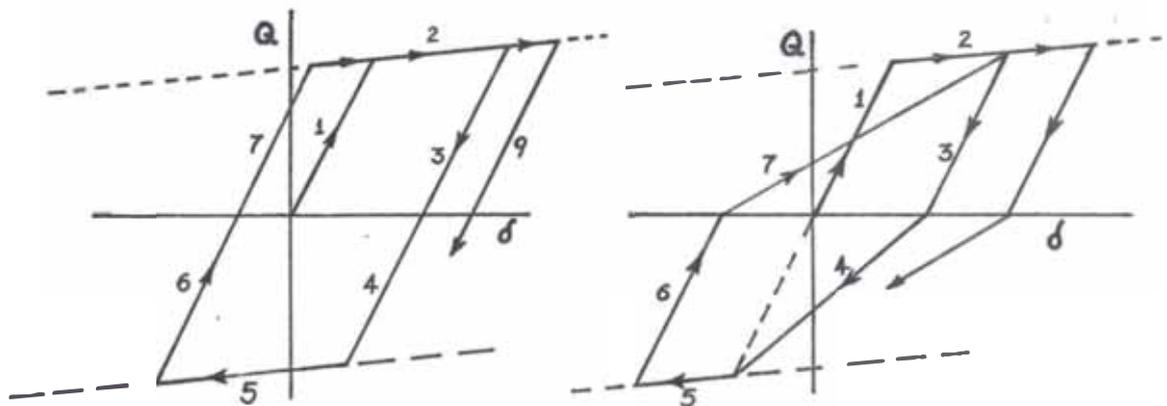
Como se manifestó anteriormente, la falla por adherencia observada es diferente a la que en las barras de refuerzo son arrancadas del concreto masivo. Por consiguiente la discusión de

ductilidad basada en los esfuerzos promedios de adherencia no es adecuada, pero una discusión basándose en la cuarteadura del concreto de recubrimiento es mas efectiva.

Del modelo de agrietamiento de los especímenes que fallando por este modo de falla mostraron buena ductilidad, se presume que un buen confinamiento del núcleo de concreto puede ser efectivo. Además si se pudiera hacer que  $Q_{FU}$  sea menor que  $1.4 c Q_{Ad}$  sería mucho mejor.

#### 4.6 EFETOS DE LA REDUCCION DE RIGIDEZ

La fig. 22(a) muestra una relación fuerza-deflección del tipo bilineal, en la cual la rigidez siempre retorna a la rigidez elástica original cuando cesa la fluencia y la rigidez permanece inafectada por el incremento de la deformación ine-



a) Sistema histerético bilineal ordinario

b) Sistema histerético con reducción de rigidez

Fig. 22

lástica o el número de ciclos de inversión de carga, esta idealización es conveniente para el comportamiento de miembros estructurales de acero. Trabajos experimentales así como teóricas sobre miembros de concreto armado sujetos a cargas repetidas e invertidas han demostrado que su comportamiento de postfluencia es considerablemente diferente a la relación bilineal de la fig. 22(a). En tales miembros hay una pérdida de rigidez con el incremento cíclico de la deformación inelástica, aún cuando todavía no es visible la pérdida de resistencia. Para fines analíticos este comportamiento con reducción de rigidez se puede idealizar como el mostrado en la fig. 22(b).

La mayor parte de los análisis de respuesta inelástica han asumido relaciones fuerza-deflexión sin considerar el efecto de la reducción de rigidez. Por lo tanto se presentaría la siguiente pregunta. ¿Como afecta la reducción de rigidez de los elementos estructurales a la respuesta inelástica de edificios de varios pisos?. Para poder responder esta pregunta se realizó un trabajo de investigación en la Universidad de California, en el cual se analizaron las respuestas dinámicas inelásticas de dos idealizados edificios de varios pisos, uno con el período fundamental largo y el otro con período corto; ambos edificios fueron analizados con dos sistemas bilineales: uno con reducción de rigidez y el otro sin reducción de rigidez.

Fue visible para ambos edificios el alargamiento del período de vibración debido a la reducción de rigidez, esta dete

rriorización del período de vibración fué mas marcada en el edificio rígido. Los resultados muestran una evidente carencia de alguna relación entre los máximos factores de ductilidad de desplazamiento, hallados para el sistema con reducción de rigidez y el sin reducción. La reducción de rigidez puede causar para algunos sismos un aumento y para otros una disminución de los máximos factores de ductilidad para un piso particular. Se observó también que la reducción de rigidez tiene poca influencia sobre los factores de ductilidad para edificios flexibles, pero condujo a aumentar los factores de ductilidad para edificios rígidos.

Del trabajo de investigación anterior se puede concluir lo siguiente:

- 1) En general, no es posible predecir la máxima respuesta de un sistema con reducción de rigidez de los resultados para sistemas ordinarios sin reducción de rigidez.
- 2) Las diferencias en los requerimientos de factores de ductilidad debido a la reducción de rigidez son generalmente menores que las asociadas a la variabilidad probabilística de un sismo a otro.
- 3) La reducción de rigidez tiene poca influencia en los factores de ductilidad para edificios flexibles, pero puede aumentar los factores de ductilidad para edificios rígidos.

# C A P I T U L O V

## APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES

### 5.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO

En este capítulo se trata de resumir lo tratado en los capítulos anteriores en la forma de consideraciones prácticas para el diseño de las columnas; además se presentarán también ciertas consideraciones de diseño tomadas del Apéndice A del ACI-71 y de las Normas AIJ.

Los extremos de las columnas requieren un reforzamiento transversal especial debido a que en esa zona, de máximos esfuerzos resultantes de la combinación de la carga axial y los momentos sísmicos, se presentan generalmente fallas frágiles. Para evitar el pandeo de las barras en compresión se debe proporcionar un reforzamiento transversal con espaciamiento cerrado.

El diseño por corte del AIJ es más racional que del ACI. Es necesario verificar que la resistencia al corte de la columna sea mayor que la resistencia flexionante, para evitar el tener una "falla frágil".

A continuación se presenta un procedimiento de diseño sísmo-resistente que permite obtener una adecuada ductilidad -

en las columnas de concreto armado.

## 5.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO.

1.- Las columnas serán diseñadas para una relación de compresión axial,  $n_o$ , menor que 1/3

$$n_c = \frac{N}{f'_c \cdot b \cdot D} < \frac{1}{3} \quad \text{-----} \quad (1)$$

Donde :

N = carga axial en la columna

b,D = dimensiones de la sección transversal de la columna

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto

2.- Procurar que la relación de la altura libre de la columna al peralte total de la sección sea mayor que 4.

$$\frac{h'}{D} > 4 \quad \text{-----} \quad (2)$$

3.- El máximo esfuerzo cortante,  $v_u$ , será menor que 30 kg/cm<sup>2</sup>

$$v_u = \frac{Q_{FU}}{b \cdot d} < 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{-----} \quad (3)$$

Donde :

$Q_{FU}$  = fuerza de corte cuando la columna fluye en ambos extremos =  $2 M_f / h'$

$M_f$  = momento de fluencia de la columna

$$M_f = \left[ g \cdot p_t \cdot f_y / f'_c + 0.5 n_o (1 - n_o) \right] f'_c \cdot b \cdot D^2 \quad (3')$$

$g$  : relación entre la distancia de los aceros de tensión y compresión y el peralte total de la sección.

$p_t$  : cuantía del refuerzo de tracción =  $a_t/(b.D)$

$f_y$  : esfuerzo de fluencia del acero

$d$  : peralte efectivo de la columna

4.- La cuantía del refuerzo transversal requerida para resistir el corte desarrollado en la columna se podrá calcular con la siguiente expresión :

$$p_w = \frac{Q_{FU}/(b.j) - v_c}{0.5 f_s} + 0.002 \quad \text{-----} \quad (4)$$

Donde :

$j$  : distancia entre los centroides de esfuerzo de tensión y de compresión =  $7/8 d$

$v_c$  : esfuerzo cortante admisible del concreto. Para efectos sísmicos :  $v_c = f'_c/20$

$f_s$  : esfuerzo de tensión admisible del refuerzo transversal. Para efectos sísmicos :  $f_s = 0.75f_y$

5.- Verificar que la capacidad flexional  $Q_{FU}$  sea menor que la resistencia al corte  $Q_{ARA}$

$$Q_{FU} < Q_{ARA}$$

$$Q_{ARA} = \left[ \frac{0.016(f'_c + 180)}{0.56 \frac{h'}{D} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot f_y} \right] 0.8 b.D \quad \text{-----} \quad (5)$$

Donde el término  $0.56 \frac{h'}{D}$  será siempre  $\leq 3$

6.- El arreglo del refuerzo transversal será de preferencia del tipo A o S (Ver Cap. 2). El espaciamiento sera menor que 20 cm. o D/2, el que resulte menor.

7.- En los extremos de la columna se dará al concreto un adecuado confinamiento con estribos o espirales; el espaciamiento de estos estribos será el menor valor de las siguientes expresiones y no excedera de 10 cm.:

$$s_c \leq \frac{4 A_{est} \cdot f_y}{0.45 h_h \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f'_c} \cdot K \quad (7.1)$$

$$s_c \leq \frac{A_{est} \cdot f_y}{0.12 h_h f'_c} \cdot K \quad (7.2)$$

donde:

$A_{est}$  : Area de la sección de un ramal de estribo

$A_g$  : Area de la sección total de la columna

$A_c$  : Area del núcleo de concreto encerrada por estribos

$h_h$  : Longitud entre dos ramas adyacentes de estribos

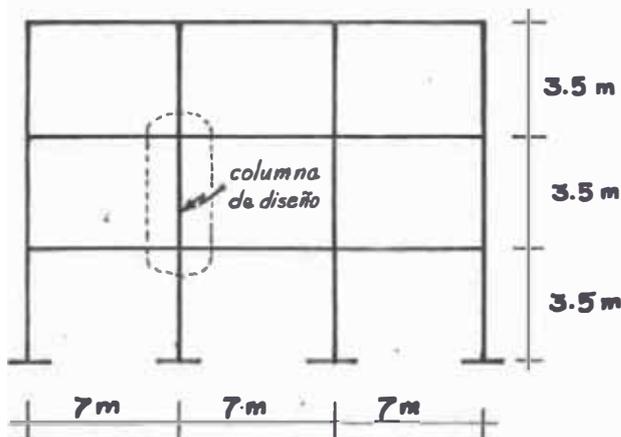
$K$  : Efectividad del estribaje;  $K=1$  para espirales, y  $K=0.5$  para estribos ordinarios.

La longitud de confinamiento será igual a la mayor dimensión de la columna , 45 cm, o 1/6 de la altura libre, la que resulte mayor.

- 8.- Para prevenir el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, el espaciamiento de los estribos a lo largo de toda la columna será menor o igual a 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal.
- 9.- Al nudo de conexión viga-columna se le proporcionará suficiente refuerzo transversal como para resistir el máximo corte calculado por un análisis que tome en cuenta al corte en la columna y las cortes desarrollados por las fuerzas de fluencia del refuerzo de la viga.

### 5.3 EJEMPLO DE APLICACION

Los requerimientos de diseño sísmico lo aplicaremos al diseño de la columna indicada del portico siguiente:



Columna

$$b \times D = 50 \times 50$$

$$p_t = p_c = 0.6\%$$

$$\text{Carga Axial} = 60 \text{ Tn.}$$

Vigas:

$$b \times D = 30 \times 65$$

$$p_t = 0.7\%$$

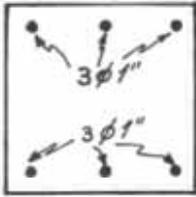
$$p_c = 0.25\%$$

Especificaciones

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10 \text{ (relación modular)}$$



$$a_t = p_t \cdot b \cdot D = 0.006 \times 50 \times 50 = 15 \text{ cm}^2$$

Usar 3 Ø 1"

Si usaramos estribos de Ø 1/2"  $\rightarrow$   $d = 43 \text{ cm.}$   
 $g = 0.72$

### 1. Relación de compresión axial

De Ec.(1)  $n_o = \frac{60,000}{210 \times 50 \times 50} = 0.114 < 1/3$  OK.

### 2. Relación de brazo de momento:

$$\frac{h'}{D} = \frac{350 - 65}{50} = 5.7 > 4$$
 OK.

### 3. Máximo esfuerzo cortante:

de(3'):  $M_f = \left[ \frac{0.72 \times 0.006 \times 4200}{210} + 0.5 \times 0.114 (1 - 0.114) \right] 210 \times 50 \times 50^2$

$$M_f = 35.94 \text{ Tn-m}$$

$$Q_{FU} = \frac{2M_f}{h'} = \frac{2 \times 35.94}{2.85} = 25.2 \text{ Tn.}$$

$$v_u = \frac{25200}{50 \times 43} = 11.72 \text{ Kg/cm}^2 < 30 \text{ Kg/cm}^2$$
 OK.

### 4. Calculo del refuerzo transversal

$$j = \frac{7}{8} d = 37.6 \text{ cm}$$

$$v_c = 210/20 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.75 \times 4200 = 3150 \text{ Kg/cm}^2$$

de Ec.(4) 
$$p_w = \frac{25200 / (50 \times 37.6) - 10.5}{0.5 \times 3150} + 0.002$$

$$p_w = 0.0038$$

5. Verificación por fórmula de Arakawa

$$0.56 \frac{h'}{D} = 0.56 \frac{285}{50} = 3.19 \longrightarrow \text{Usar } 3.00$$

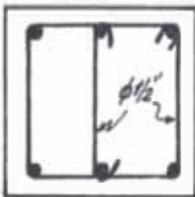
de Ec.(5) 
$$Q_{ARA} = \left[ \frac{0.016(210+180)}{3.0+0.12} + 2.7\sqrt{0.0038 \times 4200} \right] 0.8 \times 50 \times 50$$

$$Q_{ARA} = 25,570 \text{ Kg.}$$

$$25.2 \text{ Tn} = Q_{FU} < Q_{ARA} = 25.5 \text{ Tn} \quad \text{OK.}$$

6. Usar el siguiente tipo de estribo

Usando   $\emptyset 1/2''$   $A_{est} = 1.27 \text{ cm}^2$



$$\text{Espaciamiento } s = \frac{Aw}{b \times p_w} = \frac{3 \times 1.27}{50 \times 0.0038} = 20 \text{ cm.}$$

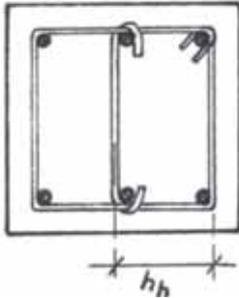
además 
$$s \leq \begin{cases} D/2 = 25 \text{ cm.} \\ 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

Usar   $\emptyset 1/2'' @ .20 \text{ m.}$

7. Confinamiento en extremos

$$h_h = 23.8 \text{ cm.}$$

De Ec.(7.1)



$$s_c \leq \frac{4 \times 1.27 \times 4200 \times 0.5}{0.45 \times 23.8 \left( \frac{50^2}{43^2} - 1 \right) \times 2100} = 13.47 \text{ cm.}$$

De Ec.(7.2)

$$s_c \leq \frac{4 \times 1.27 \times 4200 \times 0.5}{0.12 \times 23.8 \times 210} = 17.8 \text{ cm.}$$

Usar  $s_c = 10 \text{ cm.}$

La longitud de confinamiento será:

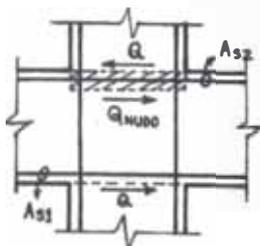
$$\left. \begin{array}{l} D = 50 \text{ cm.} \\ h'/6 = 285/6 = 47.5 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right\} = 50 \text{ cm.}$$

8. Para prevenir pandeo del refuerzo longitudinal

$$\phi 1'' \longrightarrow \text{diámetro} = 2.54 \text{ cm.}$$

$$8 \text{ diámetros} = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm} \longrightarrow s = 20 \text{ cm.}$$

9. Confinamiento del nudo (Lo haremos de acuerdo del ACI)



En las vigas tenemos:

$$b \times D = 30 \times 65 \longrightarrow d = 58 \text{ cm.}$$

$$p_t = 0.7\% \quad a_t = 0.0070 \times 30 \times 58 = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$p_c = 0.27\% \quad a_c = 0.0027 \times 30 \times 58 = 4.7 \text{ cm}^2$$

$$Q_{\text{NUDO}} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_y - Q$$

despreciando Q

$$Q_{\text{NUDO}} = (12.2+4.7)4200 = 70,980 \text{ Kg.}$$

$$v'_u = \frac{Q_{\text{NUDO}}}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{70,980}{0.85 \times 50 \times 43} = 38.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v'_c = 0.53 \left(1 + 0.00712 \frac{N}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} = 8.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que  $v'_u - v'_c \leq 2.12 \sqrt{f'_c}$

$$29.85 \text{ Kg/cm}^2 = v'_u - v'_c \leq 2.12 \sqrt{f'_c} = 30.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_w}{s} = \frac{(v'_u - v'_c) b \times d}{f_y \cdot d} = \frac{29.85 \times 50}{4200} = 0.355 \text{ cm.}$$

Usando   $\phi 1/2''$   $A_w = 3 \times 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{3 \times 1.27}{0.355} = 10.7 \text{ cm.}$$

Usar   $\phi 1/2''$  @ .10 m.

Si en las vigas tuviésemos:

$$p_t = 1.4\% \quad a_t = 24.3 \text{ cm}^2$$

$$p_c = 0.5\% \quad a_c = 8.7 \text{ cm}^2$$

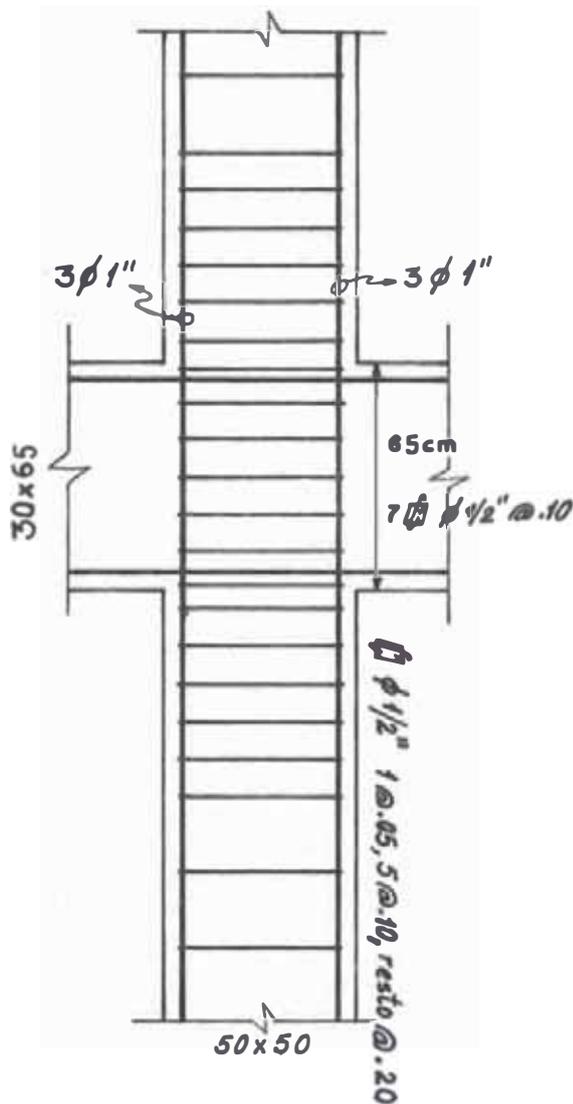
$$Q_{\text{NUDO}} = (A_{s_1} + A_{s_2}) f_y = (24.3 + 8.7) \times 4200 = 138,600 \text{ Kg.}$$

$$v'_u = 71.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v'_c = 8.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(v_u + v_c) = 62.5 \text{ Kg/cm}^2 > 2.12\sqrt{f'_c} = 30.7 \text{ Kg/cm}$$

Como no se cumple esa relación deberíamos de aumentar la calidad del concreto en el nudo o aumentar las secciones.



DETALLES DEL REFORZAMIENTO

## CONCLUSIONES

Con lo tratado anteriormente se puede concluir que una estructura podrá soportar un sismo fuerte solamente si sus elementos estructurales tienen una gran capacidad de deformación, con el fin de absorber la gran energía sísmica mediante deformaciones inelásticas; en otras palabras la estructura debe ser lo suficientemente dúctil.

Se debe evitar el uso de columnas cortas, ya que ellas fallan generalmente por corte. La falla por corte de una columna corta no muestra ductilidad y permite solo pequeños desplazamientos del piso. En cambio las columnas largas permiten obtener una gran ductilidad.

Las columnas deben de diseñarse de tal modo que la carga axial sea menor que la balanceada; de este modo se asegura que ocurra la fluencia del refuerzo de tracción con lo cual se asegura una mayor capacidad de deformación.

El refuerzo transversal es un factor importante en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto. Se debe evitar que la columna falle por corte antes de producirse la fluencia flexional; para ello es necesario mantener la resistencia al corte mayor que la resistencia flexional. La forma del refuerzo transversal afecta significativamente la resistencia de la columna; es adecuado proporcionar el refuerzo o

en forma del Tipo A o S (Ver Cap. 2).

De muchas investigaciones realizada se nota la necesidad de mantener un espaciamiento adecuado del refuerzo transversal con el fin de evitar el pandeo de las barras longitudinales. Para ello serfa conveniente mantener este espaciamiento menor que 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal.

El procedimiento de diseño presentado en el Capitulo V permitirá obtener un adecuado comportamiento sísmico de las columnas de concreto armado.

Con lo expuesto anteriormente se notará la necesidad de revisar nuestro Reglamento Nacional de Concreto en lo referente al diseño de columnas de concreto armado, con el fin de que considere el nivel actual de conocimiento.

## BIBLIOGRAFIA

1.- ASCE-IABSE

"NON-LINEAR ANALYSIS AND LIMIT DESIGN", Technical Committee 22, August 1972.

2.- Penzien, J.; Bertero, V.; Atalay, B.

"INELASTIC CYCLIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE FLEXURAL MEMBERS", University of California, Berkeley, 1975.

3.- Muto, K.; Hisada, T.; y otros.

"SEISMIC DESIGN AND STUDY OF TALL REINFORCED CONCRETE BUILDINGS", Kajima Institute of Construction Technology, Tokio, Julio 1975.

4.- Hisada, T.; Ohmori, N.; Bessho, S.

"EARTHQUAKE DESIGN CONSIDERATIONS IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS", Kajima Institute of Construction Technology, Tokio, Enero 1972.

5.- Hirose, M.; Endo, T.

"EXPERIMENTAL RESEARCH ON DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS", Building Research Institute, Tokio, Feb 74.

6.- Higashi, Y.; Hirose, M.

"EXPERIMENTAL RESEARCH ON DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE SHORT COLUMNS UNDER CYCLIC LATERAL LOADS", Tokio, 1974.

7.- Sugano, S.; Koreishi, I.

"AN EMPIRICAL EVALUATION OF INELASTIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL ELEMENTS IN REINFORCED CONCRETE FRAMES SUBJECTED

TO LATERAL FORCES", V Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Roma, 1973.

- 8.- Chopra, A. K.; Kan, C.  
"EFFECTS OF STIFFNESS DEGRADATION ON DUCTILITY REQUIREMENTS FOR MULTISTOREY BUILDINGS", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, N.Y, 1973.
- 9.- Desayi, P.; Iyengar, K. T. S. R.; Reddy, K. N.  
"DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE SECTIONS WITH CONFINED COMPRESSION ZONES", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics", Vol. 4, N.Y, 1975.
- 10.- American Concrete Institute  
"BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE", ACI 318, 1971.
- 11.- Architectural Institute of Japan  
"AIJ STANDARD FOR STRUCTURAL CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", 1971.
- 12.- Townsend, W. H.; y Hanson, R.D.  
"HISTERESIS LOOPS FOR REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN CONNECTION", V Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Roma, 1973.
- 13.- Morales, R.  
"APUNTES DE CLASES DE INGENIERIA ANTISISMICA" - UNI-1975
- 14.- KUROIWA, J.; MORALES, R.; y otros  
"PROPUESTA DE NORMAS BASICAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y SUS COMENTARIOS", Lima, 1977.
- 15.- Tezcan, S.  
"BASIC DUCTILITY REQUIREMENTS FOR A REINFORCED CONCRETE FRAME", Boğaziçi Üniversitesi, Turkiya, 1973