



5
2 EJ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**CRITERIO DE DISEÑO POR CORTANTE EN
COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:
LUIS EDUARDO / ALCALA IBARRA
OSCAR VALDERRAMA MARTINEZ**

Cd. Universitaria.,

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-074/95

Señores
LUIS EDUARDO ALCALA IBARRA
OSCAR VALDERRAMA MARTINEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

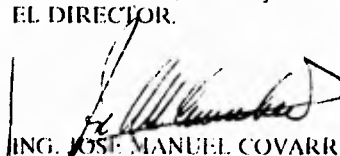
"CRITERIO DE DISEÑO POR CORTANTE EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO"

- INTRODUCCION**
- I. ASPECTOS BASICOS DEL DISEÑO SISMICO POR CORTANTE DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO**
 - II. EVALUACION DE LAS CAPACIDADES RESISTENTES Y DE DEFORMACION DE COLUMNAS ENSAYADAS EN LABORATORIO**
 - III. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 26 de junio de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP:nl

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México a su Facultad de Ingeniería y a todos sus profesores que conjuntamente colaboran para formar profesionistas para el bienestar de su sociedad.

En especial al director de este trabajo Dr. Mario Rodríguez Rodríguez por su ayuda, paciencia y empeño en la culminación de este trabajo.

A México por brindarnos una oportunidad.

**LUIS EDUARDO ALCALA IBARRA
OSCAR VALDERRAMA MARTINEZ**

Dedicatorias

A mi padre
En su memoria por haberme dejado gratos
recuerdos que nunca olvidaré y por haber
sido para mi el mejor ejemplo de
responsabilidad, honestidad y amistad.

A mi madre
A quien debo todo lo que soy por ser el
pilar de mi familia y por toda la
confianza que deposita en mi.

A mis hermanos
Con quienes he vivido toda una vida de
unidad, amistad y cariño.

A Patty
Por su comprensión y cariño que siempre
me ha brindado y por todos los momentos
que hemos vivido juntos.

A mis amigos
Por su apoyo incondicional en cualquier
momento y por todos los gratos momentos
que compartimos.

LUIS EDUARDO ALCALA IBARRA

Dedicatorias

A mis padres por su ayuda comprensión y paciencia a lo largo de todos mis días.

A mis hermanos por su solidaridad.

A mis amigos por haber disfrutado y sufrido conmigo cada momento.

OSCAR VALDERRAMA MARTINEZ

INDICE

I.-	INTRODUCCION	1
II.-	ASPECTOS BASICOS DEL DISEÑO SISMICO POR CORTANTE EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO	3
II.1	Diseño por cortante de columnas de concreto reforzado sin refuerzo transversal, criterios de los reglamentos ACI 89 y RDF 87	3
II.2	Diseño de columnas con refuerzo transversal, criterios de los reglamentos ACI 89 Y RDF 87	11
II.3	Análisis plástico para la resistencia al cortante de elementos de concreto reforzado	20
II.4	Diseño por cortante en columnas de concreto reforzado, criterio de una expresión propuesta en la literatura	25
II.5	Comportamiento por cortante de columnas de concreto reforzado en condiciones sismicas	30
III.-	EVALUACION DE LAS CAPACIDADES RESISTENTES Y DE DEFORMACION DE COLUMNAS ENSAYADAS EN LABORATORIO	32
III.1	Especímenes estudiados	32
III.2	Evaluación de capacidades resistentes de acuerdo al ACI y a la expresión propuesta por Priestley	61

III.3 Evaluación de resultados	84
IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
REFERENCIAS	100

CAPITULO I

INTRODUCCION

La experiencia obtenida en terremotos y en pruebas de laboratorio ha demostrado que el concreto reforzado bien diseñado y detallado es apropiado para lograr un buen comportamiento sismo-resistente. Las cargas estáticas horizontales de diseño recomendadas por la mayoría de los reglamentos tienen el objetivo de que las estructuras deben resistir sismos moderados sin sufrir daño estructural, además, los posibles temblores severos solo podrán ser resistidos si los miembros son lo suficientemente dúctiles para absorber y disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas. Por esto se requiere que el proyectista establezca los niveles posibles de resistencia en flexión y cortante de los elementos y sus conexiones, asegurando una ductilidad adecuada. Los criterios para la evaluación de la resistencia a cortante de columnas requieren de procedimientos que han resultado ser muy complicados hasta nuestros días. Se ha observado que el método convencional para el cálculo de la fuerza cortante que resiste una columna resulta ser muy complicado, debido a la distribución incierta y cambiante de dicha fuerza entre los componentes de un miembro de concreto reforzado. Las teorías utilizadas para este cálculo se basan en la analogía de la armadura (la cual se describe en el capítulo II).

En el presente trabajo se presentan los aspectos básicos del diseño sísmico por cortante en columnas de concreto reforzado empleados en los reglamentos RDF-87 (Normas Técnicas Complementarias, 1990) y ACI (ACI-318-89), así como el análisis plástico para la resistencia al cortante de columnas de concreto reforzado (Thürliman, 1979). También se incluye una expresión propuesta por Priestley (Priestley et al. 1994) para el cálculo del cortante en columnas de

concreto reforzado (capítulo II). Lo anterior con el fin de estar en posibilidades de evaluar las capacidades resistentes de las columnas ensayadas en laboratorio; los resultados analizados fueron obtenidos de dos trabajos efectuados por investigadores interesados en el comportamiento de columnas de concreto reforzado bajo la acción de fuerzas cortantes. Se concluye el presente trabajo con la interpretación de los resultados arrojados por los criterios estudiados y los datos de laboratorio.

CAPITULO II
ASPECTOS BASICOS DEL DISEÑO SISMICO POR CORTANTE
EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

II.1 DISEÑO POR CORTANTE DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO SIN REFUERZO TRANSVERSAL, CRITERIOS DE LOS REGLAMENTOS ACI 89 Y RDF 87.

Criterio del American Concrete Institute (ACI 318-89)

La resistencia al cortante en columnas de concreto reforzado sin refuerzo transversal ha sido objeto de numerosas investigaciones en la literatura, la resistencia al cortante, V_c , de una sección de concreto sometida sólo a momento flexionante y cortante de acuerdo al ACI 318-89 (sección 11.3.2.1) es:

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.1)$$

donde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, (Kg/cm²)

V_u = Fuerza cortante en la sección, (Kg).

M_u = Momento en la sección donde se calcula el cortante, (Kg-cm).

ρ_w = Porcentaje del refuerzo en tensión definido como:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

en la expresión anterior:

A_s = Área del acero de refuerzo en tensión (cm²).

b_w = Ancho del alma o diámetro de la sección (cm).

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión. (Para secciones circulares, "d" no necesita ser menor que la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión en la mitad opuesta del elemento).

Los principales factores que influyen en la resistencia al cortante son la resistencia a tensión del concreto, la cual se relaciona con $\sqrt{f'_c}$, la relación ρ_w y la relación $V_u d/M_u$. Algunos resultados de investigaciones (ACI 318-89) indican que la ecuación 2.1 sobreestima la influencia de f'_c y subestima la influencia de ρ_w y $V_u d/M_u$. Por lo tanto, a menudo no se justifica emplear el segundo término de la ecuación 2.1 y ésta se puede reducir a la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.2)$$

La ecuación anterior indica que el segundo término de la ecuación 2.1 es igual a $0.03 \sqrt{f'_c}$, de manera que con la ecuación 2.2 puede obtenerse un diseño igualmente satisfactorio y un poco más conservador, excepto para casos cuando la cuantía del acero de flexión es pequeña.

Criterio del Reglamento del Distrito Federal 1987 (Normas Técnicas Complementarias, 1990)

El RDF 87 (Normas Técnicas Complementarias, 1990, sección 2.1.5) propone expresiones para distintos elementos de concreto reforzado, aplicables cuando el peralte total del miembro "h", paralelo a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y además la relación h/b_w no excede

de 6, tomando en cuenta que por cada una de las condiciones anteriores que no se cumpla, V_c debe reducirse un 30 por ciento del resultado obtenido en dichas expresiones.

Para este análisis el RDF 87 considera la relación que existe entre la longitud total del claro "H" y el peralte total "h" como sigue.

a) Para columnas con relación $H/h \geq 5$, la fuerza cortante que toma el concreto, V_c , se calcula con el siguiente criterio:

Si $A_s/A_g < 0.01$

$$V_c = F_R b_w d \left(0.2 + 30 \frac{A_s}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

donde:

F_R = Factor de Resistencia

f'_c = Resistencia nominal del concreto a compresión.

A_g = Area total de la sección (cm²)

Si $A_s/A_g \geq 0.01$

$$V_c = 0.5 F_R b_w d \sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

b) Si $H/h \leq 4$ y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior, V_c se obtiene multiplicando el resultado de la ecuación 2.4 por $(3.5 - 2.5 M_u/V_u d) \geq 1$ quedando:

$$V_c = 0.5 F_R b_w d \sqrt{f'_c} \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \quad (2.5)$$

Pero el valor V_c no debe ser mayor que:

$$V_c = 1.5 F_R b_w d \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

- c) Si $H/h < 4$ y las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior, se aplica la ecuación 2.4 sin modificar su resultado.
- d) Para $4 \leq H/h < 5$, V_c se hará variar linealmente hasta los valores obtenidos en las ecuaciones 2.3 y 2.4.

II.1.1 CORTANTE Y COMPRESION AXIAL

Criterio del ACI 318-89

El ACI 318-89 (sección 11.3.2.2) propone modificar la ecuación 2.1 para tomar en cuenta el caso en que actúa una fuerza axial N_u . De este modo, se puede reemplazar el momento M_u en la ecuación 2.1 por un momento equivalente M_m que produce el mismo efecto en el agrietamiento diagonal que el de M_u y N_u :

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (2.7)$$

En consecuencia en la ecuación 2.1

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \quad (2.8)$$

Sin embargo, V_c no debe ser mayor que:

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0.028 \frac{N_u}{A_g}} \quad (2.9)$$

En la ecuación 2.8 a medida que N_u aumenta, el valor de V_c tiende a aumentar y puede exceder el límite superior fijado por la ecuación 2.9. Por otro lado, si M_m adquiere un valor negativo, el valor de V_c no tiene significado físico. Cuando ocurren estas condiciones, debe contemplarse el empleo de la ecuación 2.9.

En el diseño frecuentemente es laborioso emplear las ecuaciones 2.7 y 2.8, por este motivo el ACI 318-89 (sección 11.3.1.2) propone utilizar la ecuación simplificada 2.10 para calcular el cortante que transmite el concreto en las columnas sujetas a fuerzas axiales de compresión.

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.10)$$

Criterio del RDF 87

El RDF 87 (Normas Técnicas Complementarias 1990, sección 2.1.5) estima que para miembros en flexocompresión donde $N_u \leq 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$, el valor de V_c se obtiene multiplicando los valores dados por las ecuaciones 2.3 ó 2.4 por $1 + 0.007 N_u/A_g$.

Para valuar A_s/A_g se usa el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_s$ en secciones circulares, para éstas últimas, $b_w d$ se sustituye por A_g .

Para el caso en que $N_u > 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$, se hará variar linealmente V_c en función de N_u , hasta cero para:

$$N_u = A_g f''_c + A_s f_y$$

donde:

$$f''_c = 0.85 f'_c \text{ si } f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = (1.05 - f'_c / 1250) f'_c \text{ si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero.

II.1.2 CORTANTE Y TENSION AXIAL.

Criterio del ACI 318-89

Las ecuaciones 2.8, 2.9 y 2.10 también se pueden emplear para calcular el valor del cortante resistente en columnas sujetas a carga axial de tensión, tomando en este caso el valor N_u como negativo

En algunas pruebas de columnas sujetas a tensión han demostrado que la carga de agrietamiento diagonal fue menor que la calculada con la ecuación 2.8. Por este motivo el ACI 318-89 (sección 11.3.2.3) supone una interpolación lineal simple y conservadora entre $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$ para el caso sin tensión y $V_c = 0$ para el caso de esfuerzos de tensión axial de 35 Kg/cm² (500 lb/plg²). Así se tiene:

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.028 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.11)$$

en donde N_u es negativo para el caso en tensión y N_u/A_g debe expresarse en Kg/cm².

En la figura II.1 se ilustran los valores de V_c para elementos sujetos a cortante y a carga axial

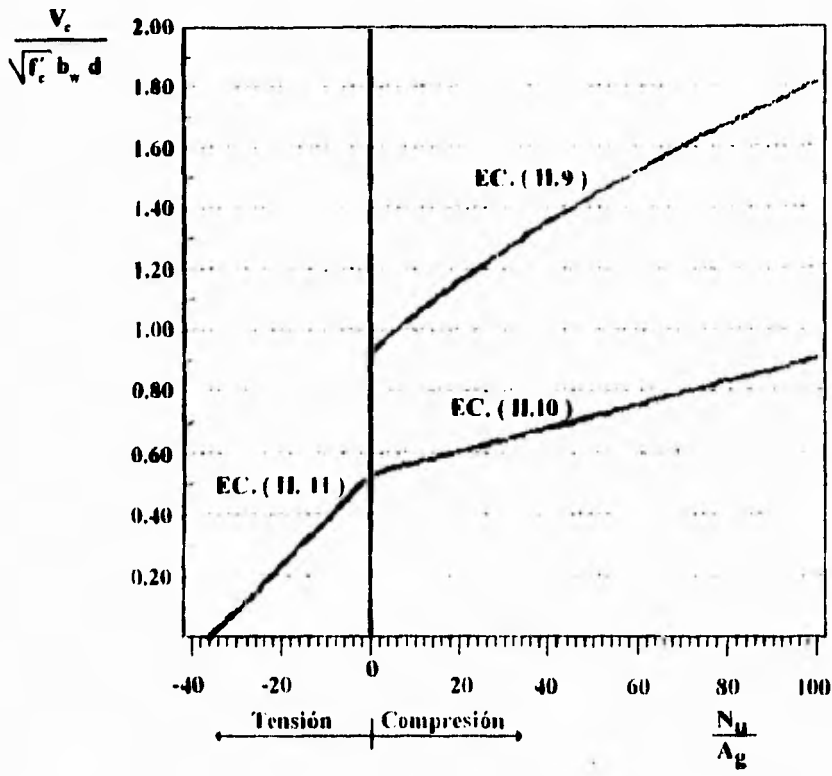


FIGURA II.1 Comparación de las expresiones del ACI (ACI 318-89) para la resistencia al cortante en elementos sujetos a carga axial

Criterio del RDF 87

El RDF 87 (Normas Técnicas Complementarias 1990, sección 2.1.5) señala que en miembros sujetos a flexotensión, V_{cr} se obtiene multiplicando los valores dados por las ecuaciones 2.3 o 2.4 por $1 - 0.03 N_u/A_g$.

II.2 DISEÑO DE COLUMNAS CON REFUERZO TRANSVERSAL, CRITERIOS DE LOS REGLAMENTOS ACI 318-89 Y RDF 87

Criterio del ACI 318-89

La mayoría de los reglamentos (ACI 318-89, RDF 87...) emplean la analogía de la **armadura para el diseño por cortante de columnas de concreto reforzado con refuerzo transversal**. En esta analogía el refuerzo transversal de la sección representa a los elementos diagonales en tensión de la armadura y los puntales de ésta son los elementos de concreto paralelos a las grietas diagonales, los que generalmente se consideran a 45° respecto del eje del elemento. La zona a compresión por flexión del concreto y el refuerzo de flexión, forman las cuerdas superior e inferior de la "armadura". Las fuerzas en la armadura pueden determinarse de principios básicos del equilibrio.

La figura II.2 indica que el cortante es resistido por el concreto y el acero, es decir, por el concreto en compresión y por el acero en tensión en un solo mecanismo. Este mecanismo depende de la capacidad de transmisión de carga del refuerzo al concreto y viceversa a través del corrugado de las varillas, ganchos y anclajes requeridos; la falta y/o mala fabricación de estos, pueden producir una pérdida de resistencia al cortante en la armadura. La figura II.3 ilustra algunos aspectos de la transferencia de fuerzas que resisten el cortante y en los que son necesarios el corrugado de las varillas, ganchos y anclajes.

Lo anterior sugiere que es posible expresar la resistencia al cortante como una función de las resistencias del concreto, del refuerzo, o de una combinación de ambos. Por ejemplo, para obtener una relación solamente en términos del concreto, podemos considerar el corte B-B de la figura II.2 y que se ilustra en la figura II.4. La figura II.4 muestra como actúan las fuerzas de

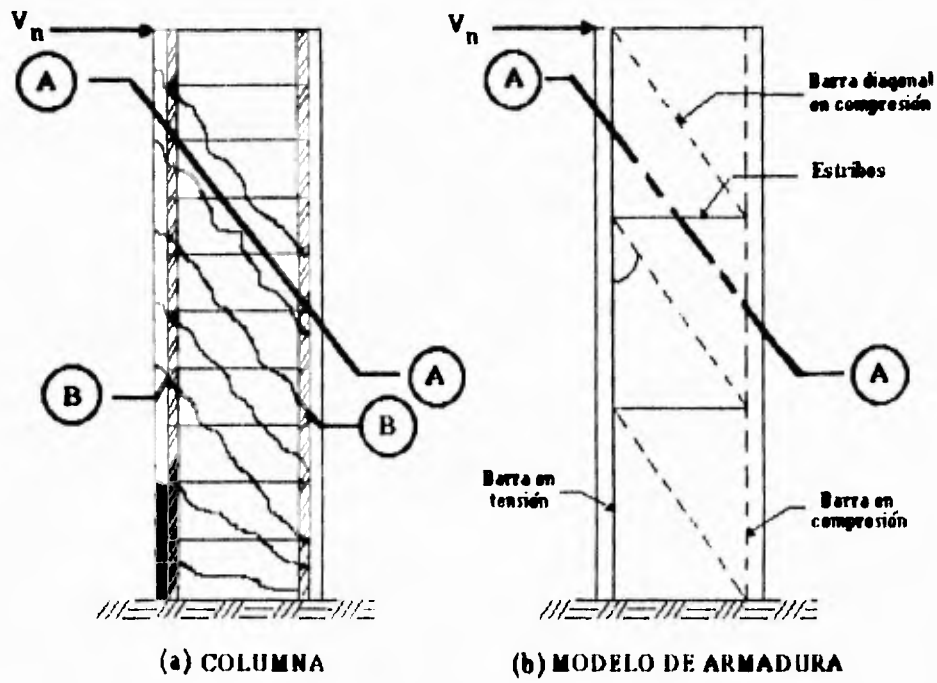


FIGURA II.2

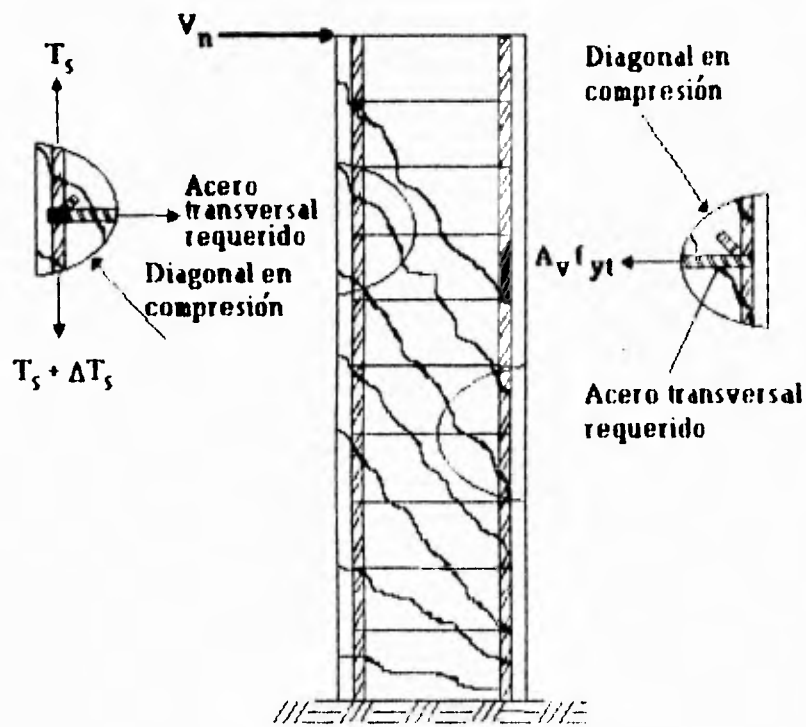


FIGURA 11.3 Detalles de armado

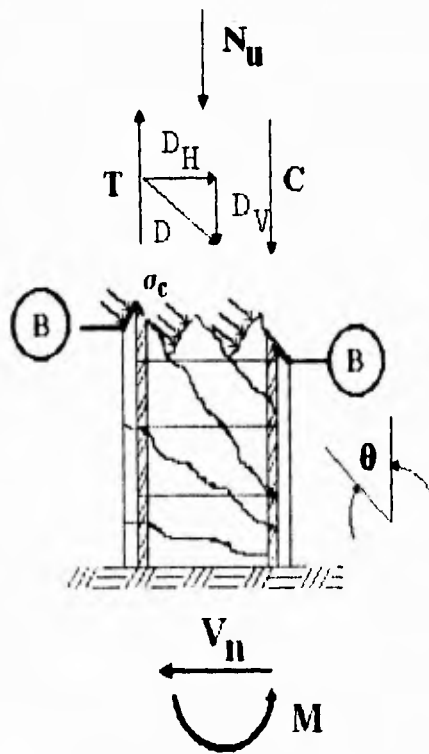


FIGURA 11.4 Corte B-B de la figura 11.2 donde se muestra las fuerzas que actúan en el concreto de la columna

tension (T) y de compresion (C) en las cuerdas, y ademas las fuerzas actuantes M , N_u y V_u , y la fuerza resultante diagonal D del esfuerzo de compresion C_c . Esta fuerza se considera que actua con un ángulo de inclinacion θ . Este es el ángulo entre los puntales diagonales de compresion y el eje longitudinal de la columna.

El equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes de la armadura nos conduce a obtener

la fuerza diagonal D

$$D = \frac{V_u}{\text{sen } \theta} \quad (2.12)$$

esfuerzo de compresion α

$$\alpha = \frac{D}{b_w d \cos \theta} \quad (2.13)$$

sustituyendo la ecuacion 2.12 en la ecuacion 2.13 se tiene

$$\alpha = \frac{V_u}{b_w d \text{sen } \theta} \frac{1}{\cos \theta} \quad (2.14)$$

donde

$$A = b_w d$$

por lo tanto

$$V_u = \sigma_c A_c \cos \theta \text{sen } \theta \quad (2.15)$$

donde

V_u = Resistencia al cortante nominal que proporciona el concreto

σ_c = Esfuerzo de compresion del concreto

La ecuación 2.15 determina la resistencia al cortante solamente en términos del concreto, excepto para miembros con porcentajes de acero altos o almas de concreto delgadas, donde no es usual la falla por aplastamiento bajo cargas monótonas

Para definir la resistencia al cortante en términos del refuerzo transversal, también se puede utilizar el modelo de la armadura, para lo cual se emplea la figura II 2, considerando el corte A-A que pasa por la grieta diagonal. La figura II 5 muestra los detalles del corte.

El corte muestra las fuerzas de refuerzo transversal $A_v f_{yt}$, en donde:

A_v = Área del acero de refuerzo por cortante dentro de una distancia "s"

f_{yt} = Esfuerzo permisible del refuerzo transversal al cortante

Por lo anterior se deduce que la resistencia a la fuerza cortante es:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s \tan \theta} \quad (2.16)$$

De la ecuación anterior y basándose en un diseño con $\theta = 45^\circ$ que corresponde al ángulo aproximado que generalmente se considera para las grietas por cortante, en el modelo de la armadura se tiene

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.17)$$

En el caso de utilizar estribos inclinados como refuerzo por cortante se debe emplear la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sen \theta + \cos \theta) d}{s} \quad (2.18)$$

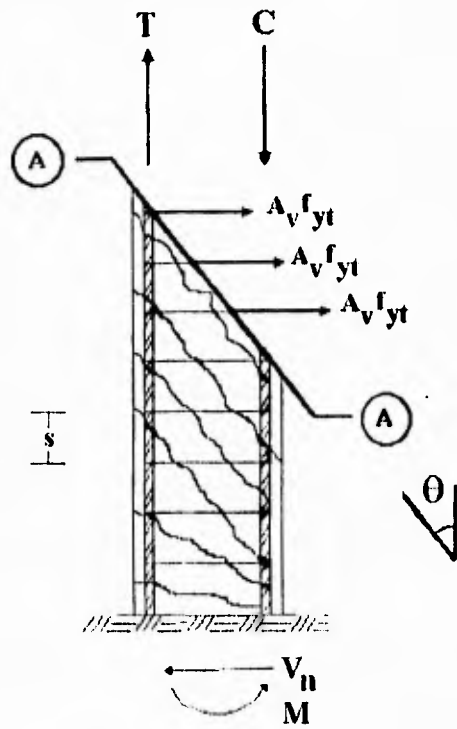


FIGURA II.5 Diagrama utilizado para la obtención de la ecuación (2.16)

Cuando el refuerzo por cortante consista en una varilla individual o en un solo grupo de varillas paralelas todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_{yt} \text{ sen } \theta \quad (2.19)$$

pero no mayor que $0.8 \sqrt{f'_c} b_w d$

Criterio del RDF-87

El RDF-87 (Normas Técnicas Complementarias, 1990) al igual que el ACI 318-89 sugiere que es posible expresar la resistencia al cortante en función del refuerzo transversal mediante la ecuación 2.18, pero, reducida por un factor de resistencia

$$V_s = \frac{F_R A_v f_{yt} (\text{sen } \theta + \cos \theta) d}{s} \quad (2.20)$$

en donde:

$$s \leq \frac{F_R A_v f_{yt}}{3.5 b_w}$$

A_v debe estar en cm^2 , f_{yt} en kg/cm^2 , b_w y d en cm

Para secciones circulares se sustituye "d" por el diámetro de la sección.

Además de la restricción anterior que se tiene para la separación de los estribos, "s", ésta no debe ser menor que 5 cm.

Por otro lado si " V_n " es mayor que " V_c " pero menor o igual que $1.5 F_R b_w d \sqrt{f'_c}$, la separación de los estribos no debe ser mayor que 0.5 d. Pero si V_n es mayor que $1.5 F_R b_w d \sqrt{f'_c}$, la separación de estribos no debe ser mayor que 0.25 d.

Así mismo, no permite en ningún caso que V_n sea superior a $2F_R b_w d \sqrt{f'_c}$.

Finalmente el RDF-87 (Normas Técnicas complementarias, 1990) al igual que el ACI 318-89, cuando el refuerzo consta de un solo estribo o de un grupo de barras paralelas dobladas en una sola sección, V_s se calcula mediante la ecuación 2.19, pero reducida por un factor de resistencia:

$$V_s = F_R A_v f_{yt} \text{ sen } \theta \quad (2.21)$$

De acuerdo a los criterios, tanto del ACI 318-89 como del RDF-87, la resistencia nominal al cortante V_n , se calcula mediante la expresión.

$$V_n = V_c + V_s$$

donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.

II.3 ANALISIS PLASTICO PARA LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO(Thürliman, 1979).

En la figura II.6 se observa el estado de deformaciones plásticas. Esta figura permite evaluar algunas propiedades cinemáticas asociadas a estas deformaciones, las que se estudian a continuación.

Se define como ϵ_R a la deformación media de grieta. El empleo de ϵ_R permite definir los siguientes componentes de deformación, figura II.6:

Deformación del estribo:

$$\epsilon_S = \epsilon_R \cos^2 \theta \quad (2.22)$$

Deformación del refuerzo longitudinal:

$$\epsilon_L = \epsilon_R \sin^2 \theta \quad (2.23)$$

La deformación por cortante se define como el cambio de ángulo del elemento en estudio, figura II.6:

$$\gamma = \epsilon_S \tan \theta + \epsilon_L \cot \theta \quad (2.24)$$

Existen relaciones entre las deformaciones anteriores que nos permiten efectuar una estimación razonable del rango en el que se encuentra el ángulo θ . De la ecuación 2.23 se obtiene el valor de la deformación media de grieta ϵ_R

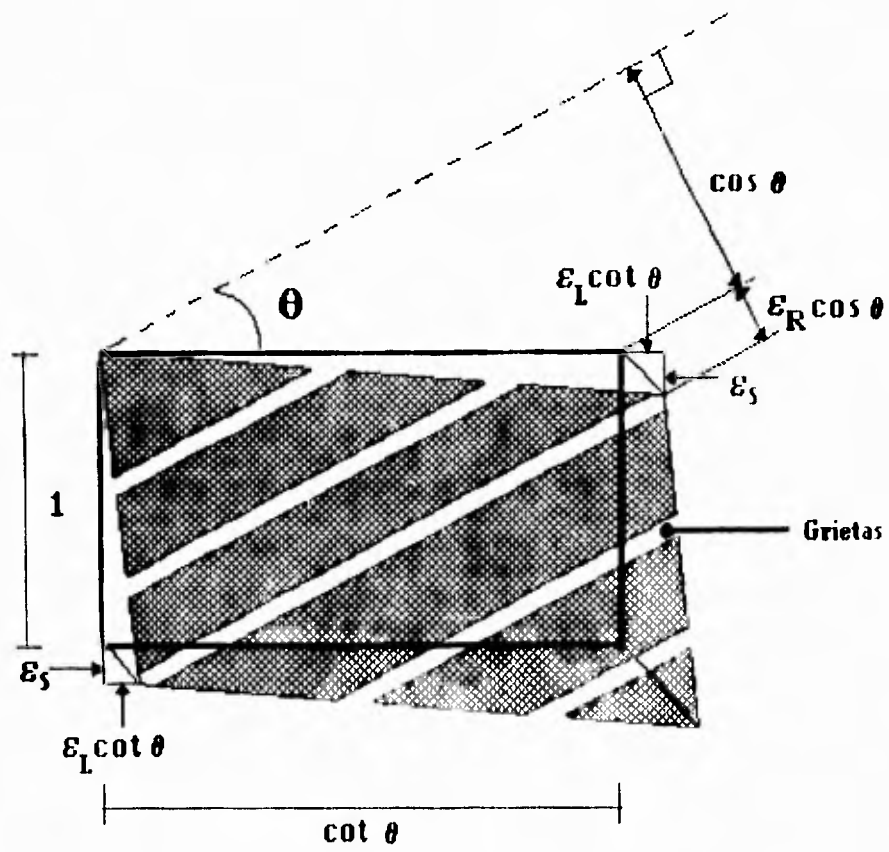


FIGURA II.6 Deformaciones plásticas de un elemento (Thürliman ,1979)

$$\epsilon_R = \frac{\epsilon_L}{\text{sen}^2 \theta} \quad (2.25)$$

Combinando las ecuaciones 2.25 en la ecuación 2.22 se tiene:

$$\epsilon_S = \epsilon_L \cot^2 \theta \quad (2.26)$$

Por otro lado, si sumamos las ecuaciones 2.22 y 2.23 tenemos:

$$\epsilon_S + \epsilon_L = \epsilon_R \cos^2 \theta + \epsilon_R \text{sen}^2 \theta = \epsilon_R (\cos^2 \theta + \text{sen}^2 \theta)$$

lo que nos lleva a:

$$\epsilon_R = \epsilon_S + \epsilon_L \quad (2.27)$$

Fluencia del refuerzo longitudinal:

El valor de ϵ_{lx} asociado a la deformación de fluencia, ϵ_y , del refuerzo longitudinal, se obtiene combinando las ecuaciones 2.26 y 2.27 y considerando $\epsilon_{lx} = \epsilon_y$, con lo que se obtiene:

$$\epsilon_R = \epsilon_y (1 + \cot^2 \theta) \quad (2.28)$$

Fluencia de estribos

Considerando las ecuaciones 2.26 y 2.27 se obtiene

$$\epsilon_R = \epsilon_S (1 + \tan^2 \theta)$$

finalmente, si se sustituye la deformación del estribo ϵ_s por la deformación de fluencia, ϵ_y , se obtiene:

$$\epsilon_R = \epsilon_y (1 + \tan^2 \theta) \quad (2.29)$$

Lo anterior indica que existe una correspondencia entre el ángulo θ y la relación que hay

entre la deformación media de grieta, ϵ_k , y las deformaciones de fluencia del refuerzo longitudinal y estribo. Esta correspondencia se puede evaluar con la ayuda de la figura II.7 y de las ecuaciones 2.22 y 2.23

La figura II.7 muestra que para un ángulo $\theta \approx 45^\circ$ el parámetro de grieta ϵ_k y por lo tanto la abertura de la misma, tienden a ser mínimos para la condición de fluencia simultánea de estribos y del refuerzo longitudinal. Para lograr la fluencia del refuerzo longitudinal en la condición $\theta < 45^\circ$ se requieren incrementos importantes de deformaciones en estribos (ecuación 2.22) y de abertura de grietas, figura II.7. Por el contrario, para ángulos $\theta \geq 45^\circ$ la fluencia de estribos requiere deformaciones importantes de grieta y del refuerzo longitudinal (ecuación 2.23), por lo tanto, es razonable pensar que θ puede variar solamente entre ciertos límites. Thurlman (1979) sugiere que estos límites son

$$0.5 \leq \tan \theta \leq 2$$

El ángulo θ correspondiente a estos límites varía entre 26.56° y 63.43°

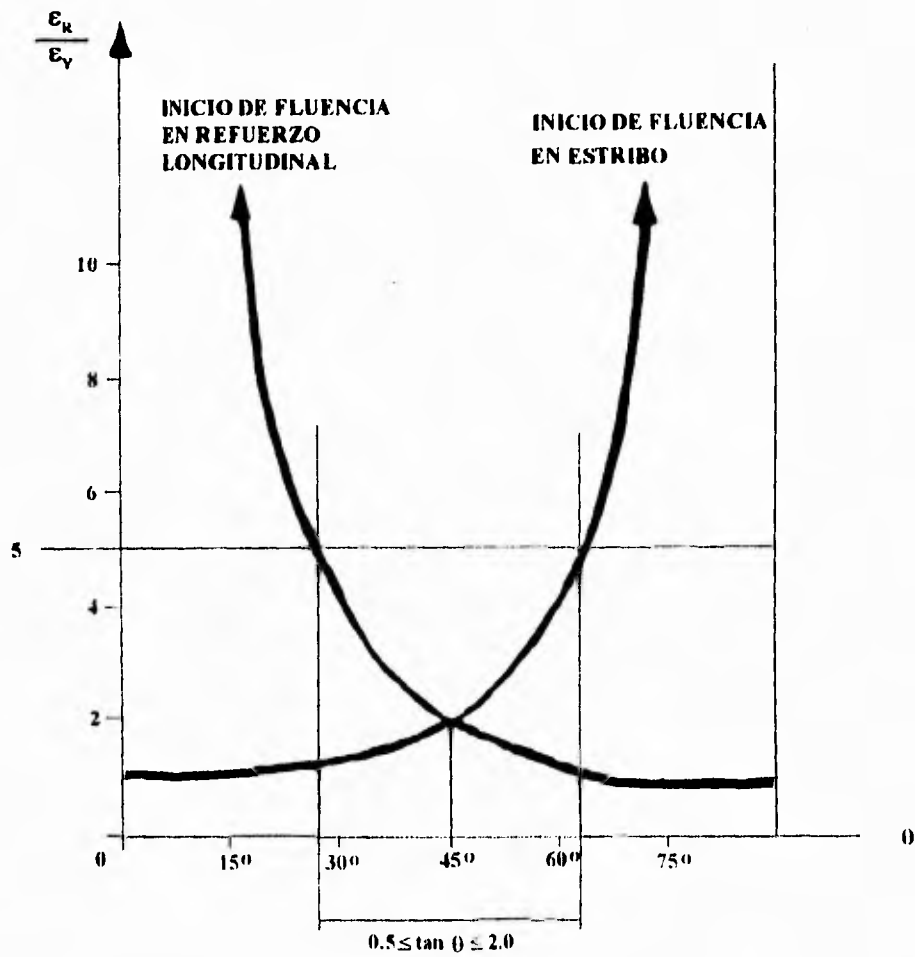


FIGURA II.7 Correspondencia existente entre el ángulo θ y la relación que hay con la deformación media de grieta (ϵ_R)

II.4 DISEÑO POR CORTANTE DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO, CRITERIO DE UNA EXPRESION PROPUESTA EN LA LITERATURA

Existe un criterio propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) donde se obtiene una expresión para el cálculo de la resistencia al cortante en columnas de concreto reforzado. Esta expresión depende de la ductilidad del elemento, con lo cual mejora la relación entre los criterios analíticos y experimentales.

La ecuación de diseño propuesta por Priestley (Priestley et al. 1994) para el cálculo de la fuerza cortante nominal es la siguiente:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.30)$$

donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionado por el acero de refuerzo transversal.

V_p = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el mecanismo que ejerce la fuerza axial en el elemento.

Priestley (Priestley et al. 1994) sugiere que la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.26 k \sqrt{f'_c} A_e \quad (2.31)$$

donde:

A_e = Área efectiva de la sección que es igual al 80% del área total de la sección en las columnas (cm).

k depende de la ductilidad del elemento y de las direcciones que pueden tomar las deformaciones en el mismo (uniaxial o biaxial). Los valores de éste factor, se toman de la gráfica que se muestra en la figura II.8.

f_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto (kg/cm^2).

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo transversal se determina con las siguientes expresiones:

Para columnas rectangulares:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} D'}{s \tan \theta} \quad (2.32)$$

Para columnas circulares:

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_{yt} D'}{2 s \tan \theta} \quad (2.33)$$

donde la variable " D' " representa la distancia entre las ramas del acero de refuerzo transversal de centro a centro como se muestra en la figura II.9.

El ángulo θ (como se menciona en el capítulo II) está definido entre el eje vertical de columna y la dirección que adopta la grieta diagonal de compresión (fisuras por Cortante). En los estudios efectuados por Priestley (Priestley et al. 1994), observó que el valor del ángulo θ se aproxima a 30° , por lo anterior, este valor del ángulo θ se utiliza para este criterio.

Resistencia nominal al cortante proporcionada por la fuerza axial:

Como se puede observar en la ecuación 2.30, en esta investigación se toma en cuenta el mecanismo que ocurre en el elemento debido a la carga de compresión axial (mecanismo de

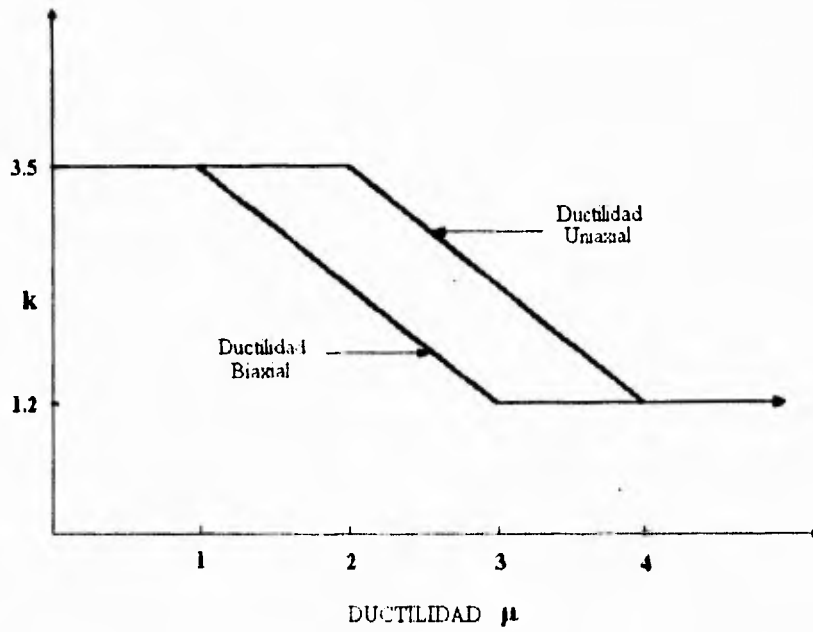


FIGURA II.8 Valor del factor K (Priestley et al. 1994)

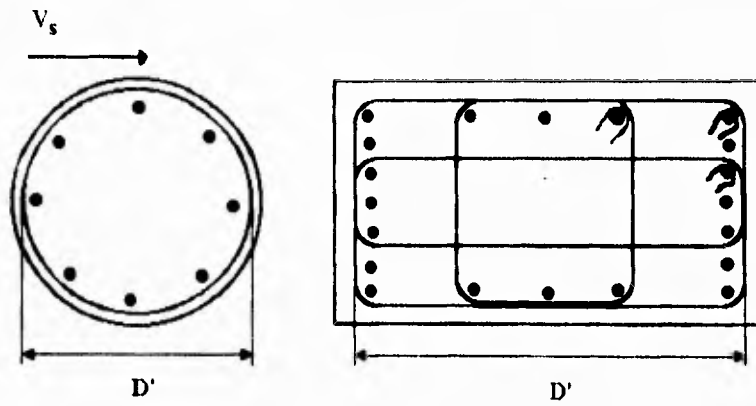


FIGURA II.9 Definición del valor D' (Priestley et al.1994)

arco). Este mecanismo mejora la resistencia al cortante y como se puede observar, es independiente de la ductilidad. En la figura II.10 se muestra como se desarrolla dicho mecanismo

De acuerdo a la figura II.10 se obtiene la siguiente expresión:

$$V_p = N_u \tan \alpha \quad (2.34)$$

y $\tan \alpha = (D-c)/H$, por lo tanto la ecuación 2.34 queda

$$V_p = k_1 \frac{N_u (D-c)}{H} \quad (2.35)$$

Donde:

$k_1 = 1$ para pandeo doble, $k_1=0.5$ para pandeo simple.

D = diámetro en secciones circulares o peralte en secciones rectangulares en dirección de la fuerza cortante.

c = distancia entre la fibra extrema de compresión al eje neutro.

H = altura de la columna.

Como se observa en la ecuación 2.35, cuando la carga axial aumenta, el valor de V_p también aumenta pero en caso de columnas esbeltas, V_p puede resultar insignificante.

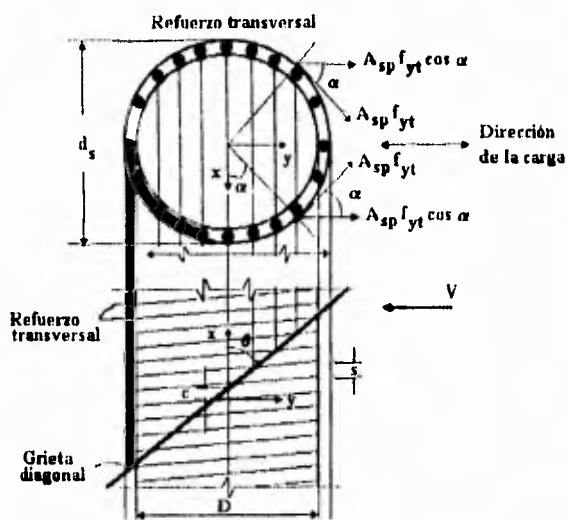
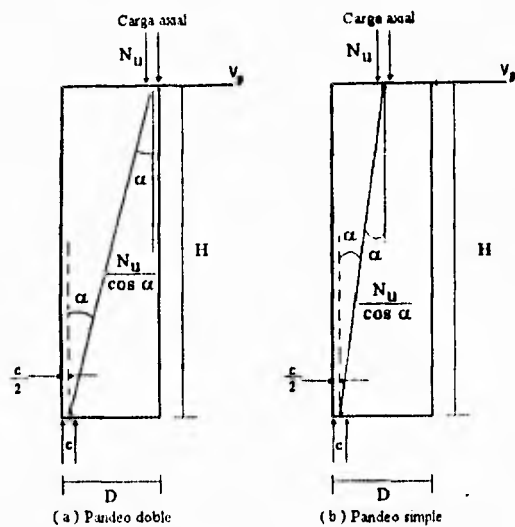


FIGURA II.10 Contribución del concreto y el acero de refuerzo en la columna (Mecanismo de arco)

II.5 COMPORTAMIENTO POR CORTANTE DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN CONDICIONES SISMICAS

El efecto de un sismo en columnas de concreto reforzado se refleja en acciones laterales en las mismas. Estas acciones en combinación con cargas axiales de compresión que son debido a las fuerzas gravitacionales de los elementos que cargan a las columnas, producen un desarrollo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes en dichas columnas.

Con el objeto de obtener fundamentos modernos y confiables para el cálculo de la resistencia a cortante en columnas de concreto reforzado ante un movimiento sísmico, se han realizado pruebas de laboratorio a la fecha y se ha observado que la mayoría de las fallas ocurridas se deben principalmente al cálculo inadecuado de ésta.

Por otro lado, se ha observado en varios puentes de todo el mundo donde se consideraron las acciones que ejercen los sismos, que han fallado a pesar de esto. Las experiencias que se tienen de sismos anteriores demuestran que el potencial del daño o la falla de estos elementos llega a ser en ocasiones muy importante. Las fallas más dramáticas que se han registrado en puentes bajo las acciones de sismos están asociadas con la cantidad inadecuada de refuerzo transversal, la mala elaboración de juntas y la mala colocación del anclaje en el acero de refuerzo. Una columna mal reforzada con estribos fallará de inmediato bajo la aplicación de la carga axial que se consideró para su diseño. Sin embargo, si la columna contiene estribos con poca separación o espirales alrededor del acero longitudinal, continuará soportando una carga importante a elevadas deformaciones, puesto que, aun cuando se haya desprendido el recubrimiento de concreto, el núcleo bien confinado de la columna aun será efectivo y las varillas longitudinales no se pandearán.

Por otro lado, se ha observado en columnas sometidas a la acción de fuerzas cíclicas unidireccionales, que la distribución del cortante varía dependiendo de las características y materiales del miembro de concreto reforzado y que la inclinación de las grietas diagonales producidas por este tipo de acciones cambia conforme aumentan las cargas, por lo que el ángulo formado entre las grietas diagonales y el eje del elemento se reduce. Sin embargo, en columnas que están bajo la acción de fuerzas bidireccionales, las grietas diagonales que se forman son muy irregulares y llegan a desprenderse bloques irregulares de concreto de los elementos y consecuentemente pueden ocurrir degradaciones en el anclaje y uniones que conducen a que fluya el acero de refuerzo longitudinal. La subestimación significativa de esfuerzos y el grado de complejidad en este fenómeno, da como resultado que no se pueda contar con modelos exactos para definir la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado bajo la acción de cargas cíclicas que producen los sismos.

CAPITULO III

EVALUACION DE LAS CAPACIDADES RESISTENTES Y DE DEFORMACION DE COLUMNAS ENSAYADAS EN LABORATORIO

III.1 ESPECIMENES ESTUDIADOS

Los especímenes estudiados para la elaboración del presente trabajo son modelos a escala de columnas ensayadas en laboratorio en dos investigaciones efectuadas para observar el comportamiento de columnas bajo condiciones que tratan de simular las características de un movimiento sísmico. El comportamiento de estas columnas se representa mediante gráficas obtenidas en laboratorio que relacionan la fuerza cortante (V) aplicada al espécimen contra el desplazamiento que sufre dicho espécimen. En las figuras III.1 a la III.7 se muestran algunas de estas gráficas.

Las investigaciones realizadas fueron efectuadas por: Ang (que realizó estudios en columnas de sección circular(Ang et al. 1989)), así como Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) en columnas de sección rectangular. A continuación se describen las características de las columnas estudiadas.

La presencia de carga axial de compresión en las columnas conduce a una mejor representación de las fuerzas que actúan generalmente en éstas, por esta razón, en la mayoría de las columnas estudiadas se aplicó una carga axial de compresión.

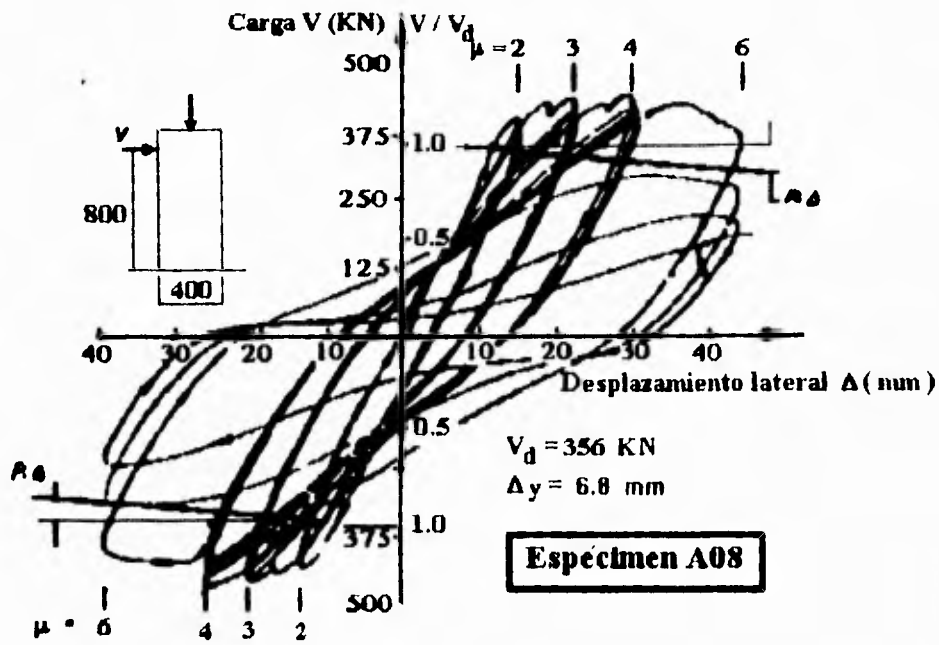


FIGURA III.1 Curvas carga-desplazamiento del espécimen A08 Ang (Ang et al. 1989)

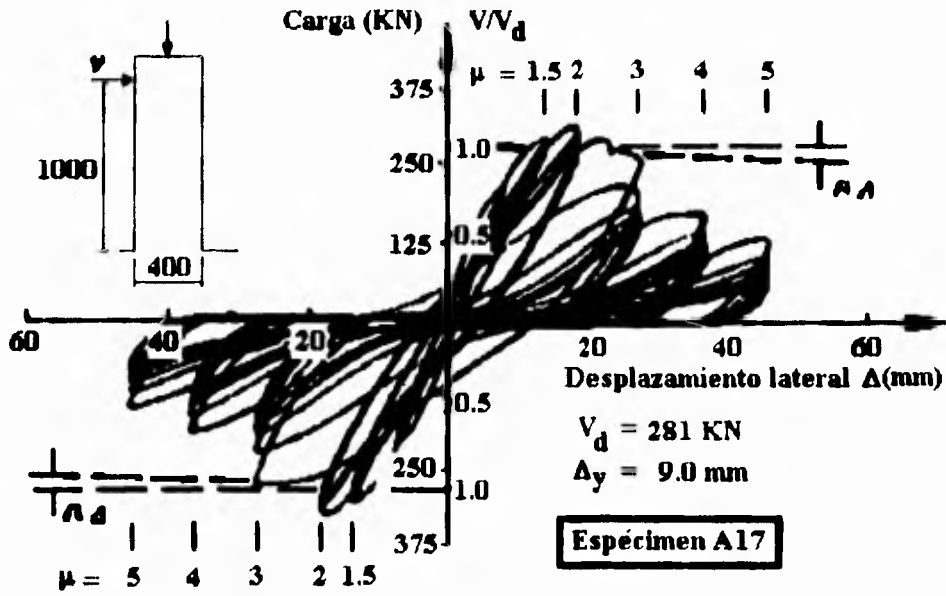


FIGURA III.2 Curvas carga-desplazamiento del espécimen A17 Ang (Ang et al. 1989)

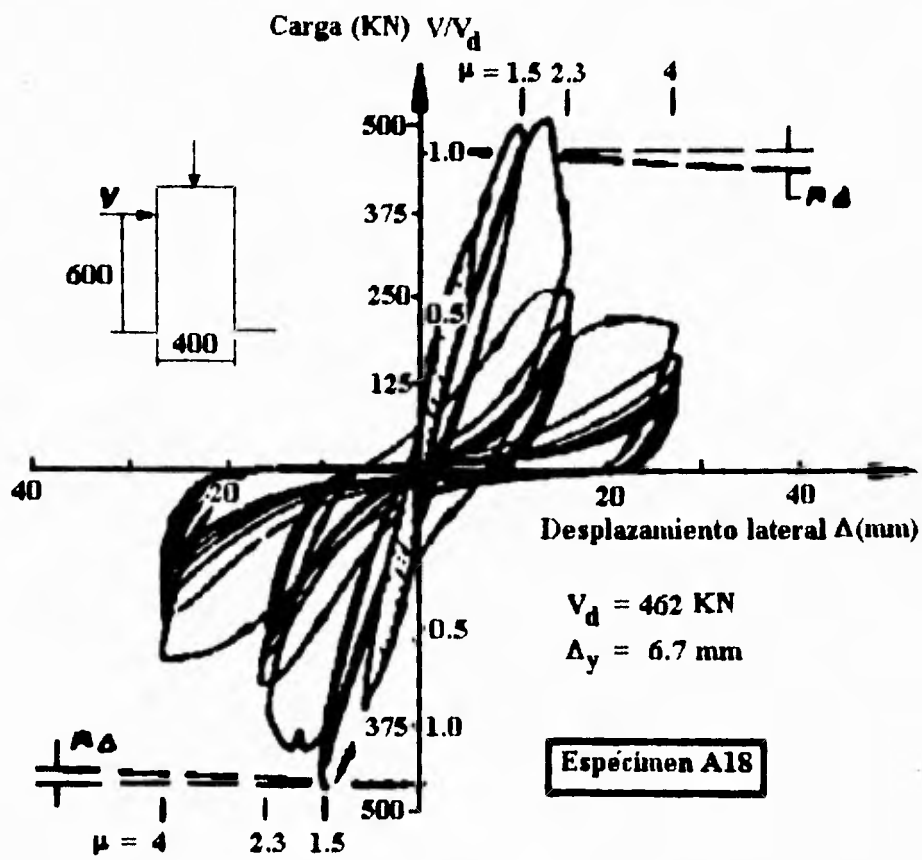


FIGURA III.3 Curvas carga-desplazamiento del espécimen A18 Ang (Ang et al. 1989)

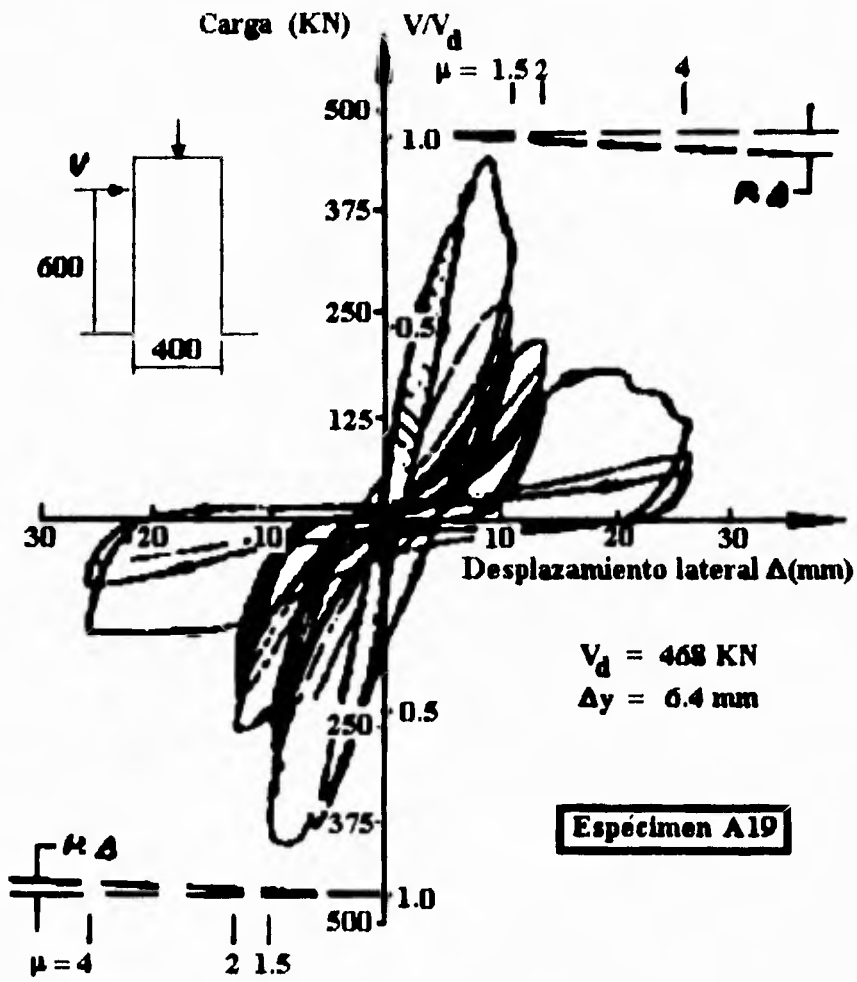


FIGURA III.4 Curvas carga-desplazamiento del espécimen A19 Ang(Ang et al. 1989)

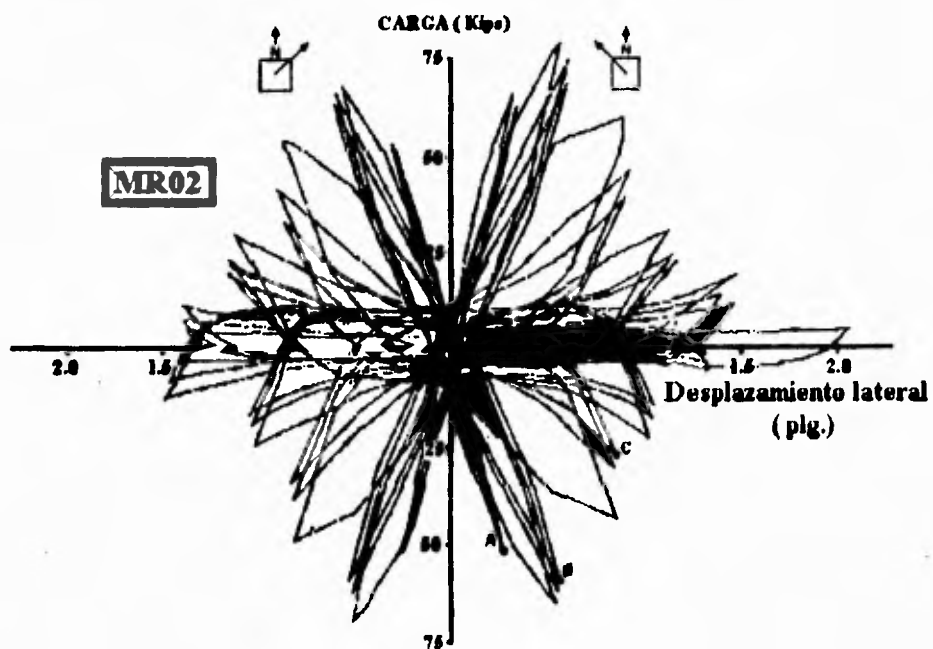


FIGURA III.5 Curvas carga-desplazamiento del espécimen MR02 (Woodward, y Lisa 1980).

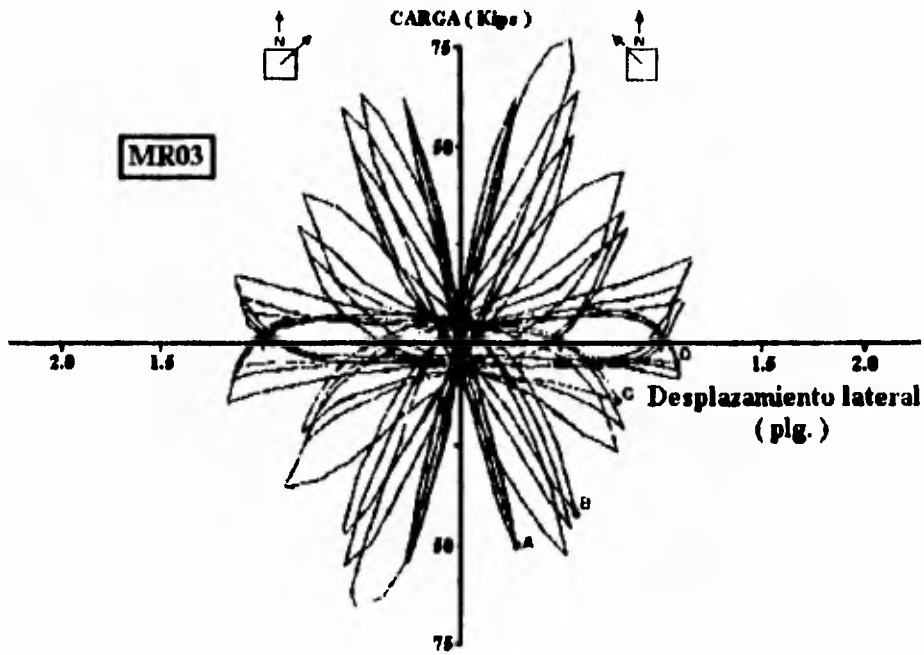


FIGURA III.6 Curvas carga-desplazamiento del espécimen MR03 (Woodward y Jirsa, 1980)

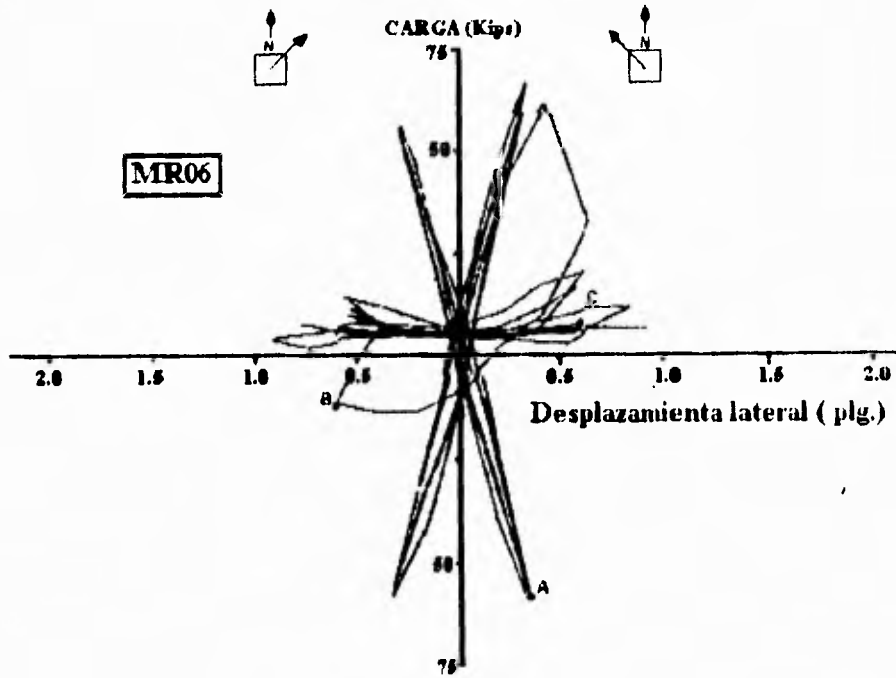


FIGURA III.7 Curvas carga-desplazamiento del espécimen MR06 (Woodward y Jirsa, 1980)

Dirección que pueden tomar las deformaciones:

En diversos estudios realizados referentes a las posibles direcciones que pueden tomar las deformaciones en columnas durante movimientos sísmicos se encontró que existen seis tipos de direcciones que generalmente se presentan. Estas direcciones se presentan en la figura III.8.

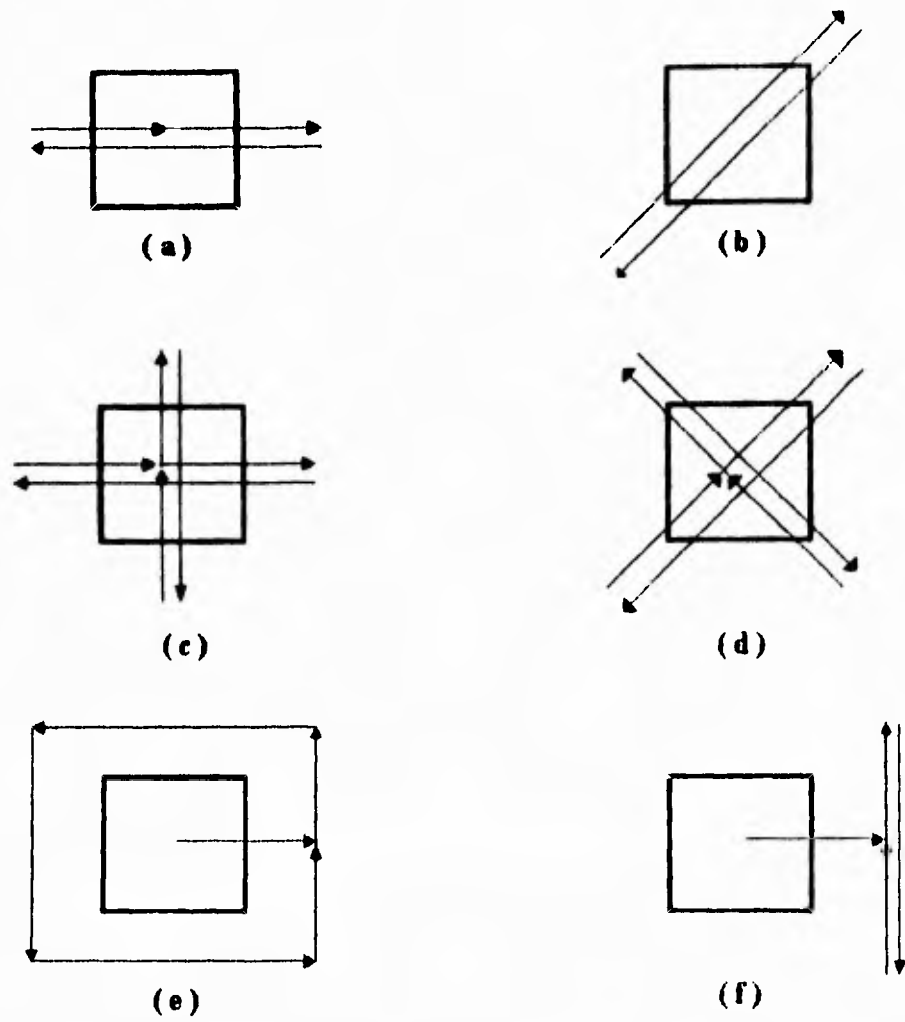


FIGURA III.8 Direcciones que pueden seguir las columnas por efecto de una fuerza cortante

ESPECIMENES ESTUDIADOS POR ANG (Ang et al. 1989)

Ang ensayó 25 columnas de concreto reforzado de 40 cm de diámetro y con altura que varía para cada una de ellas. Dichas columnas se probaron como si fuera un cantiliver vertical simple. Las columnas se construyeron unidas monolíticamente a una base estructural con el objeto de anclar el acero de refuerzo y para fijar la columna al piso del laboratorio. La representación gráfica de sus características geométricas se muestra en la figura III.9.

El acero longitudinal de las columnas lo forma 20 varillas de 1.6 cm de diámetro con una resistencia a la fluencia (f_y) que varía para cada una de ellas en 4447, 4570 y 4916 kg/cm². Otra característica que varía en las columnas es la distancia "s" que existe en el acero de refuerzo transversal (estribos). El acero de refuerzo transversal lo forma varillas de 0.6 cm de diámetro con resistencia a la fluencia (f_{yt}) que varía para cada espécimen en 3325, 3346, 3386 y 3794 kg/cm². La resistencia del concreto a la compresión también varía para cada espécimen. Todas las variaciones que existe en las características de construcción y de los materiales son con el objeto de tener un número suficiente de especímenes diferentes y obtener una variación en la capacidad última al cortante para cada espécimen.

La ductilidad del elemento se obtuvo a partir de la envolvente de las gráficas fuerza cortante aplicada Vs. desplazamiento, obtenidas en las pruebas de laboratorio, como se muestra en las figuras III.10 a la III.13.

Para la realización de la evaluación efectuada en este trabajo se tomaron solamente 10 especímenes de los estudiados por Ang (Ang et al. 1989), considerando con éstos una representación suficiente para este estudio. Las características de los especímenes estudiados por Ang se muestran en las tablas III.1 y III.2, así como el valor de la fuerza cortante que resistió

cada uno de los mismos en ensayos de laboratorio.

Aplicación de cargas en los especímenes.

Ang (Ang et al. 1989) considera que la simulación de un sismo aplicando cíclicamente una fuerza horizontal a los especímenes es representativa. De acuerdo a esta consideración, la dirección que obtienen las deformaciones es la mostrada en la figura III.8, inciso a. Para la aplicación de dicha fuerza se utilizó un mecanismo hidráulico, el cual carga y descarga el espécimen simulando la acción del sismo como se muestra en la figura III.9.a.

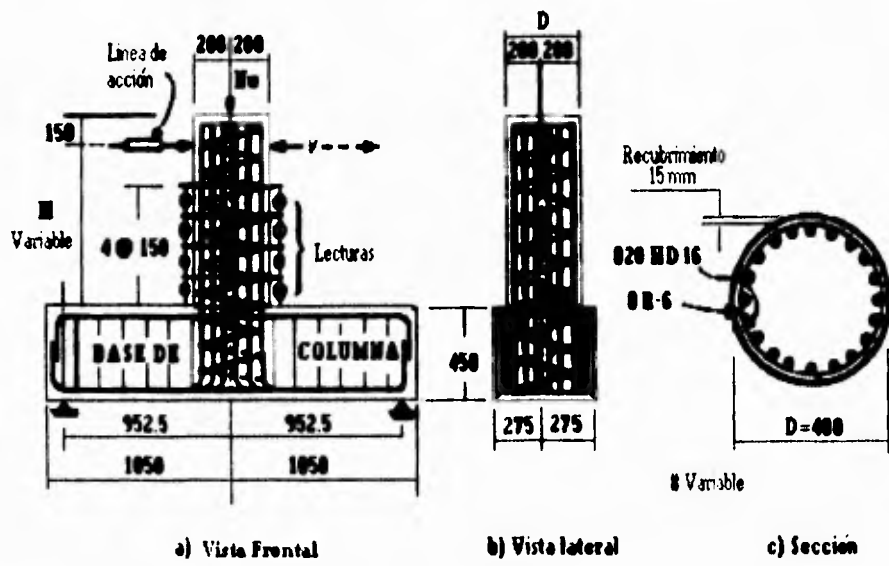


FIGURA III.9 Características geométricas de los especímenes estudiados por Ang (Ang et al. 1989)

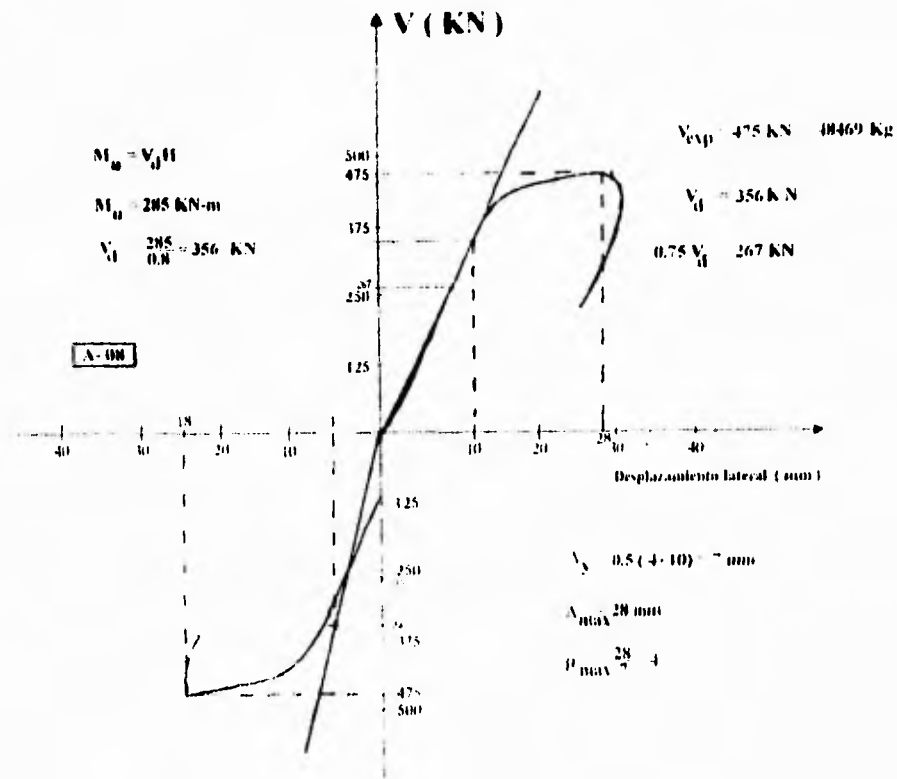


FIGURA III.10 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen A-08

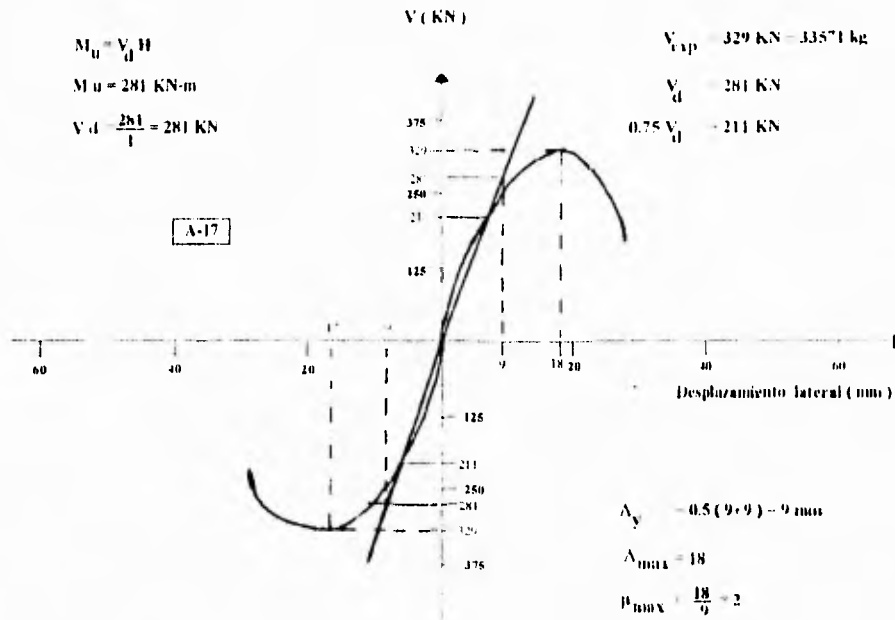


FIGURA III.11 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen A-17

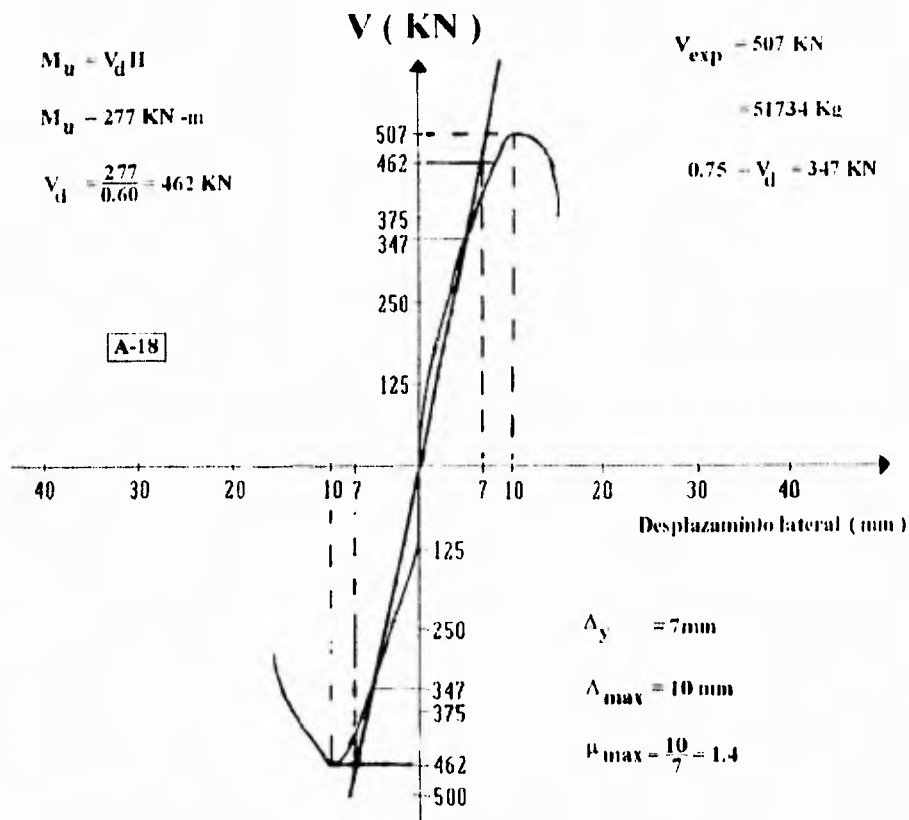


FIGURA III.12 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen A-18

$$M_u = V_d H$$

$$M_u = 277 \text{ KN-m}$$

$$V_d = \frac{281}{0.6} = 468 \text{ KN}$$

A-19

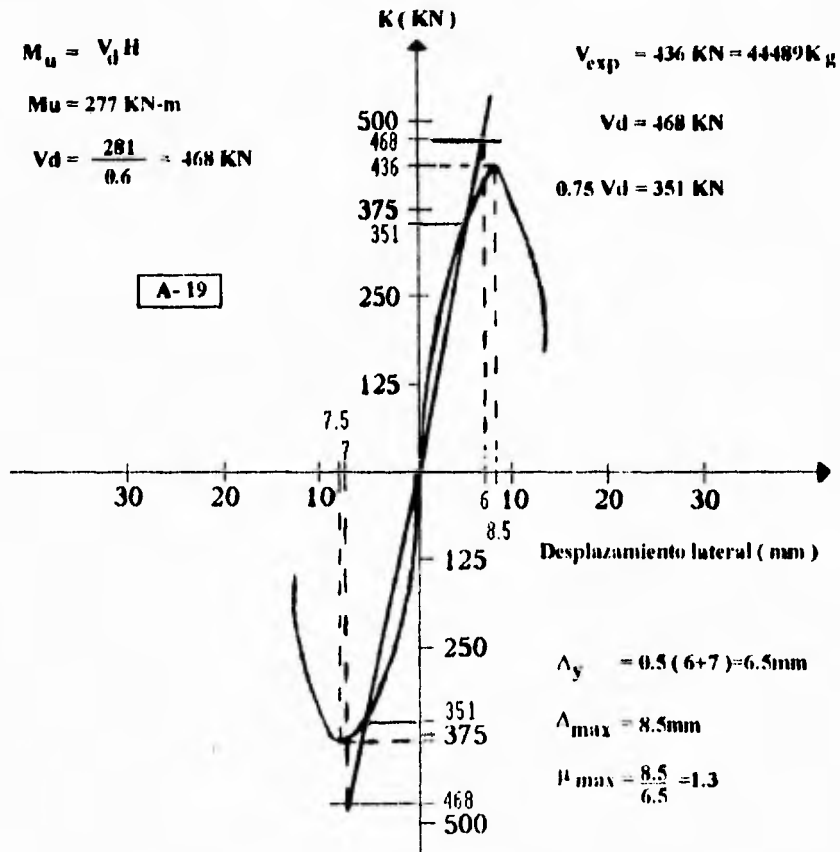


FIGURA III.13 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen A-19

Columna	$\frac{M}{VD}$	DUCT. μ	$N_u/\gamma_c \cdot A_c$	D	H	A_c	γ_c	Rec. de Concreto	N_u	V_{nEXP}
				(cm)	(cm)	(cm ²)	(Kg/cm ²)	(cm)	(Kg)	(Kg)
A05	2.00	2.4	0	40	80	1257	317	1.5	0	34694
A06	1.50	1.3	0	40	60	1257	307	1.5	0	39796
A07	2.00	1.6	0	40	80	1257	301	1.5	0	28571
A08	2.00	4.0	0.20	40	80	1257	293	1.5	73660	48469
A09	2.50	7.8	0.20	40	100	1257	305	1.5	76667	39285
A10	2.00	4.0	0.20	40	80	1257	318	1.5	79945	45918
A17	2.50	2.0	0.10	40	100	1257	350	1.5	43995	33571
A18	1.50	1.4	0.10	40	60	1257	357	1.5	44875	51734
A19	1.50	1.3	0.10	40	60	1257	351	1.5	44121	44489
A20	1.75	1.5	0.18	40	70	1257	374	1.5	84621	49694

TABLA III Características geométricas de los especímenes ensayados por Ang (Ang et al.1989)

Columna	ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL				ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL				
	Carac. de armado	A_s	ρ_s	f_s	ϕ de estribo	A_s (A_{sp})	ρ_s	s	f_s
		(cm ²)		(Kg/cm ²)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(Kg/cm ²)
A05	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.007642	4	3346
A06	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3346
A07	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.003821	8	3794
A08	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.010189	3	3794
A09	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.010189	3	3794
A10	20HD16	40.21	0.032	4570	1.2	1.13	0.010189	12	3386
A17	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3325
A18	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3325
A19	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.003821	8	3325
A20	20HD16	40.21	0.032	4916	0.6	0.28	0.003821	8	3325

TABLA III.2 Características del acero transversal y longitudinal en los especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989)

Columna	ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL				ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL				
	Carac. de armado	A _l	ρ _l	f _l	φ de estribo	A _t (A _{sp})	ρ _t	s	f _{yt}
		(cm ²)		(Kg/cm ²)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(Kg/cm ²)
A05	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.007642	4	3346
A06	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3346
A07	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.003821	8	3794
A08	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.010189	3	3794
A09	20HD16	40.21	0.032	4570	0.6	0.28	0.010189	3	3794
A10	20HD16	40.21	0.032	4570	1.2	1.13	0.010189	12	3386
A17	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3325
A18	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.005094	6	3325
A19	20HD16	40.21	0.032	4447	0.6	0.28	0.003821	8	3325
A20	20HD16	40.21	0.032	4916	0.6	0.28	0.003821	8	3325

TABLA III.2 Características del acero transversal y longitudinal en los especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989)

ESPECIMENES ESTUDIADOS POR MARUYAMA Y RAMIREZ (Woodward y Jusa, 1980)

Maruyama y Ramirez fabricaron columnas de concreto reforzado de sección rectangular (30.5 cm x 30.5 cm) con 91.44 cm de altura. A estas columnas se aplicaron fuerzas en dos direcciones ortogonales (biaxial). En la figura III-14 se muestran las características geométricas de estos especímenes. Como se observa en esta figura, en cada extremo de las columnas se construyó en forma monolítica a estos dos bloques grandes de concreto. Dichos bloques tienen como función la de servir como medios de anclaje para el acero de refuerzo longitudinal y para poder fijar a la columna en el aparato de pruebas que se utilizó.

Todas las columnas tienen 8 varillas del #6 ($\phi = 1.905$ cm) en el refuerzo longitudinal con una resistencia a la fluencia (f_y) de 4900 kg/cm². La distancia "s" entre el acero de refuerzo transversal (estribos) varía en cada columna con el objeto de variar la resistencia última al cortante de cada espécimen. El diámetro del acero de refuerzo transversal es de 0.6 cm, con una resistencia a la fluencia (f_{yt}) de 5110 kg/cm². La resistencia a la compresión del concreto (f'_c) es otra componente que varía en cada espécimen así como la carga axial de cada uno de ellos. La ductilidad de desplazamiento en este trabajo se obtiene mediante los resultados experimentales, como se muestra en las figuras III-15 a la III-17.

En las tablas III-3 y III-4 se muestran las características de las columnas y el valor de la fuerza cortante que resistió cada una de éstas en las pruebas de laboratorio que realizaron Maruyama y Ramirez.

Aplicación de carga en los especímenes:

Para representar el efecto de un movimiento sísmico, Maruyama y Ramirez consideraron que la mejor representación de éste es aquel en que las deformaciones toman una dirección diagonal bidireccional (figura III.8 inciso d). Para representar este efecto es necesario aplicar cargas al espécimen simultáneamente en tres direcciones ortogonales, como se muestra en la figura III.18. En la figura III.19 se muestra el modo de carga en los especímenes.

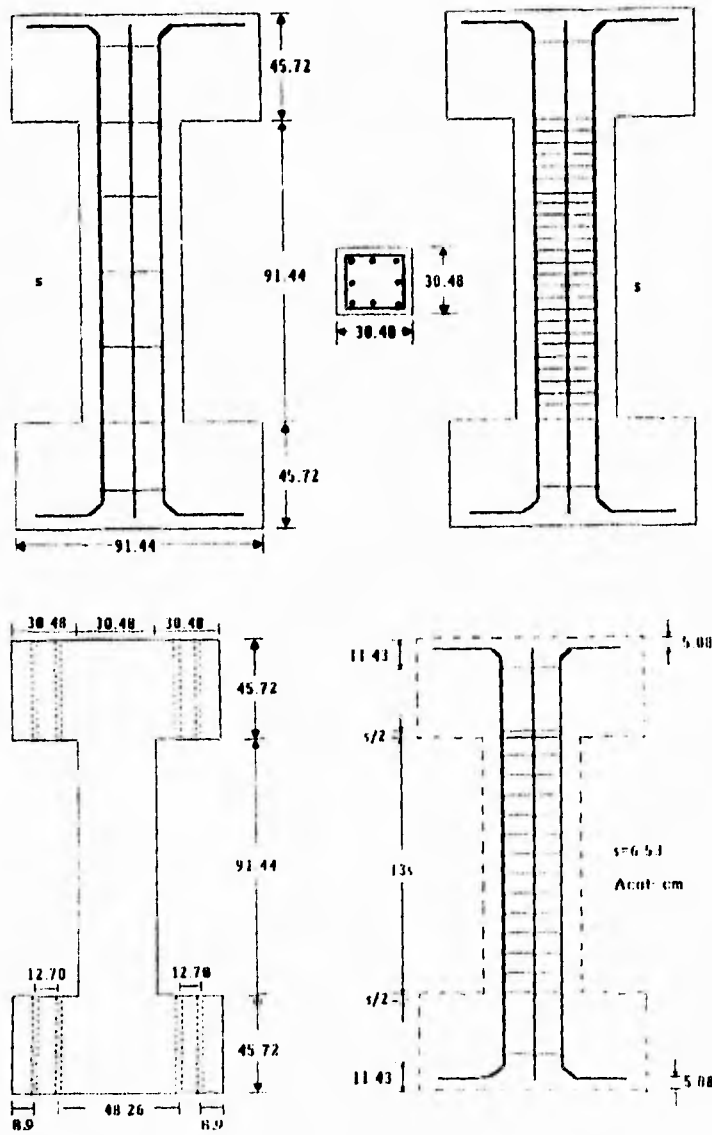


FIGURA III.14 Características geométricas de los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jisa, 1980)

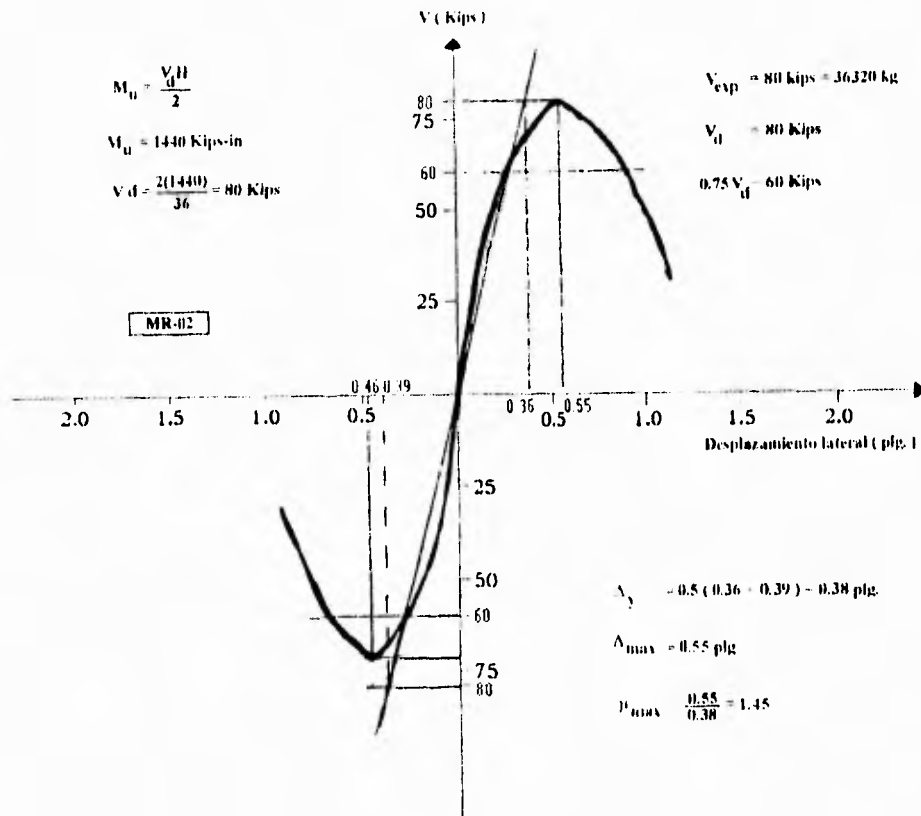


FIGURA III.15 Gráfica para obtener la ductilidad del espécimen MR-02

$$M_u = \frac{V_d H}{2}$$

$$M_u = 1494 \text{ Kips-plg.}$$

$$V_d = \frac{2(1494)}{36} = 83 \text{ Kips}$$

MR-03

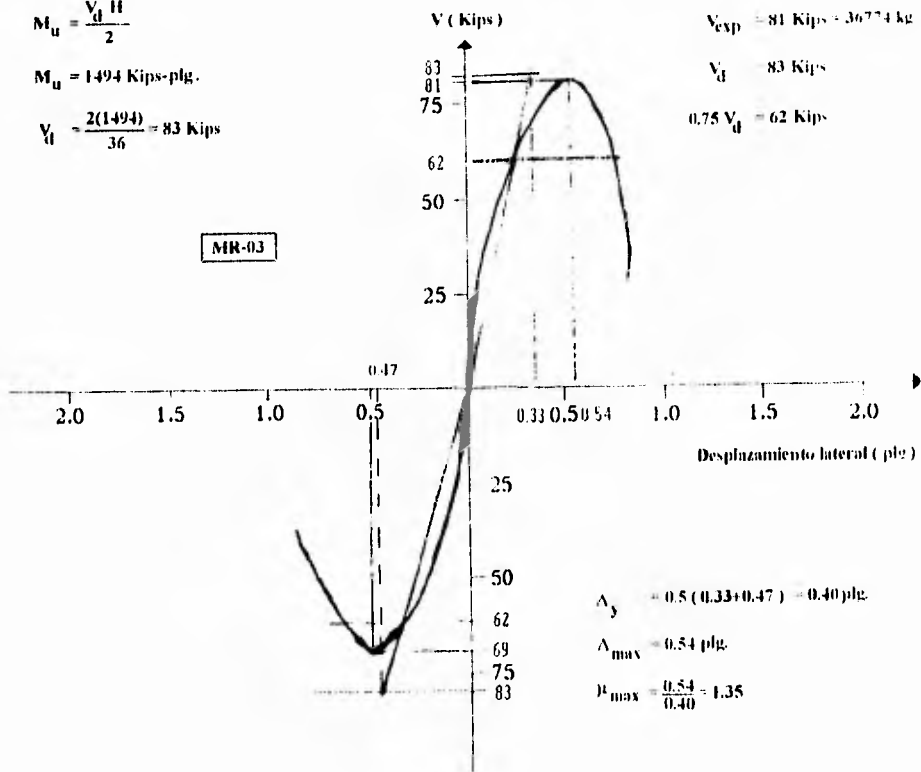


FIGURA III.16 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen MR-03

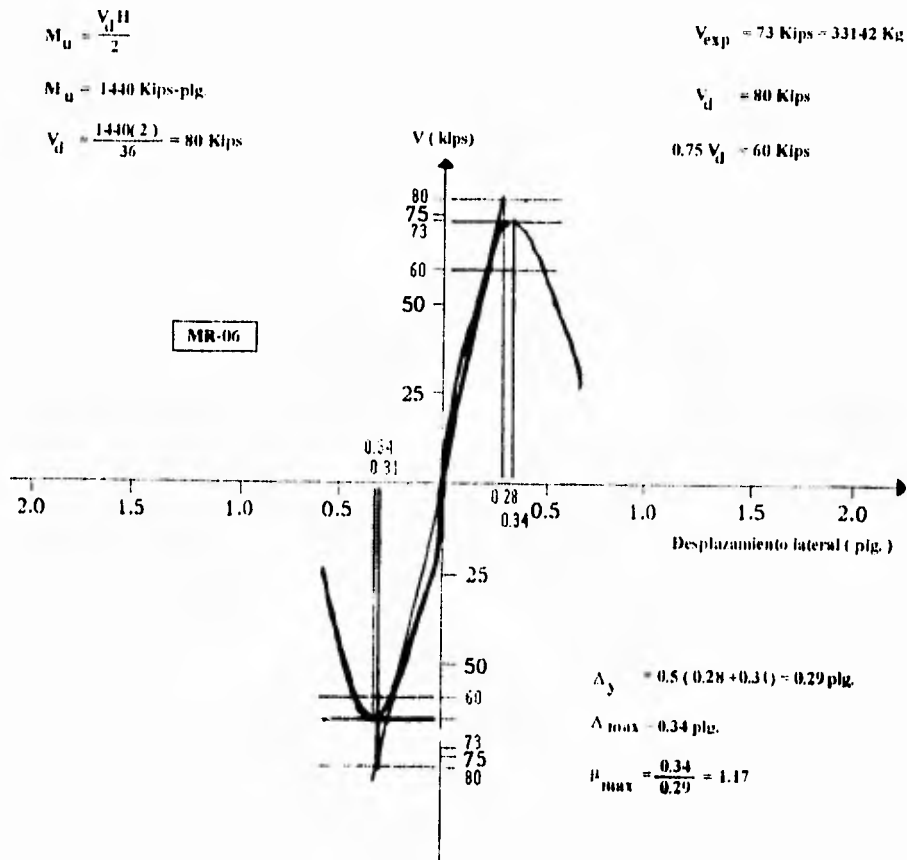


FIGURA III.17 Gráfica para determinar la ductilidad del espécimen MR-06

Columna	M/VD	Duct. μ	$\frac{N_u}{A_g \cdot f_c}$	Sección	H	A_g	f_c	Recub. conc.	N_u	$V_{n_{EXP}}$
				(cm)	(cm)	(cm ²)	(Kg/cm ²)	(cm)	(Kg)	(Kg)
MR01	3	1.51	0	30.5*30.5	91.4	930	319	2.5	0	28602
MR02	3	1.45	0.15	30.5*30.5	91.4	930	378	2.5	54480	36320
MR03	3	1.35	0.17	30.5*30.5	91.4	930	403	2.5	63560	36774
MR04	3	1.19	0.21	30.5*30.5	91.4	930	326	2.5	63560	29510
MR05	3	1.00	0.17	30.5*30.5	91.4	930	403	2.5	63560	30418
MR06	3	1.17	0.14	30.5*30.5	91.4	930	427	2.5	54480	33142

TABLA III.3 Características geométricas de los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980)

Columna	ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL				ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL				
	Carac. de armado	A_s	ρ_w	f_s	ϕ de estribo	A_v	ρ_t	s	f_{yt}
		(cm ²)		(Kg/cm ²)	(cm)	(cm ²)		(cm ²)	(Kg/cm ²)
MR01	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.007754	2.86	5110
MR02	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.007754	2.86	5110
MR03	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.004983	4.45	5110
MR04	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.003396	6.53	5110
MR05	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.002183	10.16	5110
MR06	8#6	22.8	0.025	4900	0.6	0.57	0.000728	30.48	5110

TABLA III.4 Características del acero transversal y longitudinal en los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980).

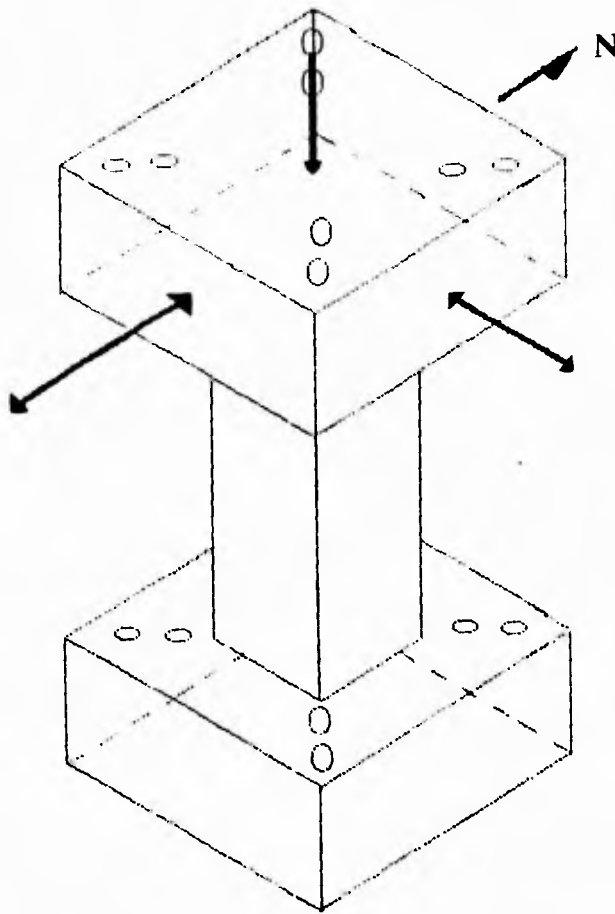


FIGURA III.8 Direcciones de las cargas aplicadas en los especímenes ensayados por Manyama y Ramirez (Woodward y Jisa, 1980).

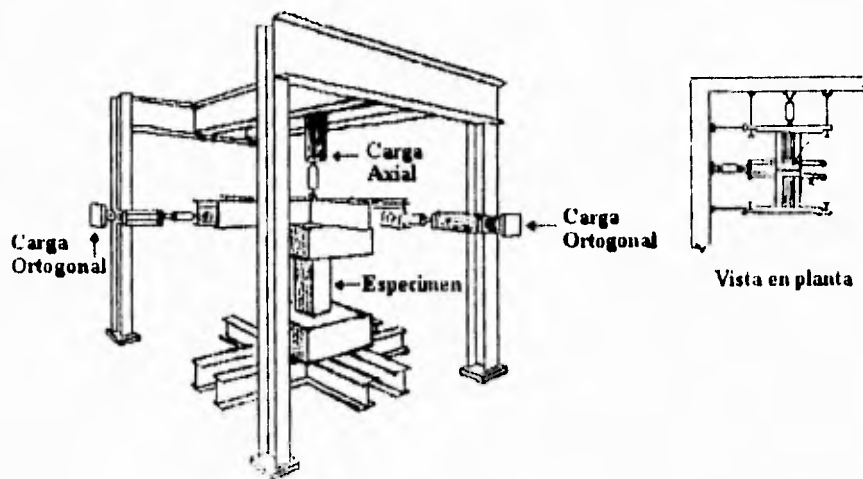


FIGURA. III.19 Características del sistema de cargas en los especímenes MR (Woodward y Jirsa, 1980)

III.2 EVALUACION DE CAPACIDADES RESISTENTES DE ACUERDO AL ACI Y A LA EXPRESION PROPUESTA POR PRIESTLEY (PRIESTLEY ET AL. 1994)

Para la evaluación de las capacidades resistentes en los especímenes estudiados por Ang (Ang et al. 1989) y Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa. 1980), se utilizó el criterio que propone el ACI 318-89 descrito en el capítulo II, así como el criterio propuesto por Priestley descrito anteriormente (Priestley et al. 1994). En estos criterios se hacen las siguientes consideraciones para cada grupo de especímenes:

ESPECIMENES ESTUDIADOS POR ANG (Ang et al. 1989):

En las pruebas realizadas a estos especímenes de sección circular se aplicó una fuerza cortante que actúa en una dirección y a la mayoría se aplicó carga axial. El criterio del ACI (ACI 318-89) propone las ecuaciones 2.10 y 2.17 para el cálculo de V_c y V_s respectivamente para especímenes con estas características, en las cuales se requiere de las distancias "d" que para columnas de sección circular es igual a $0.8D$ y $b_w = D$ y que se muestran en la figura III.20.

Por otro lado, el criterio propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) propone las ecuaciones 2.31, 2.33 y 2.35 para el cálculo de V_c , V_s y V_p respectivamente, en las que intervienen las distancias D' y c que se ilustran en la figura III.20.

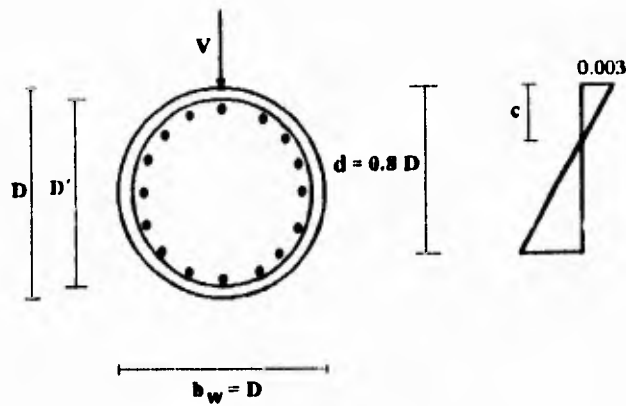


FIGURA III.20

A continuación se presenta un ejemplo del cálculo de la fuerza cortante que resiste un espécimen de sección circular (A08) ensayado por Ang (Ang et al. 1989) con ambos criterios:

CRITERIO DEL ACI 318-89

Como se menciona en el capítulo II de este trabajo, el ACI 318-89 (sección 11.3.1.2) permite utilizar la ecuación 2.10 para calcular el cortante que transmite el concreto " V_c " en las columnas sujetas a fuerzas axiales de compresión y la ecuación 2.17 para el cálculo del cortante que transmite el acero de refuerzo transversal " V_s " (sección 11.5.6.2) En dicho capítulo también se menciona que la resistencia nominal al cortante " V_n " es la suma de ambos cortantes (V_c y V_s)

Para el cálculo de la fuerza cortante que resiste el espécimen A08 se requiere de las siguientes características del mismo

$$N_u = 73660 \text{ kg}$$

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 40^2}{4} = 1257 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 293 \text{ kg / cm}^2$$

$$d = 0.8 \cdot D = 0.8 \cdot 40 = 32 \text{ cm (para secciones circulares)}$$

$$\text{diametro de estribo } \phi_s = 0.6 \text{ cm}$$

$$A_{ps} = A_s = \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$f_{ts} = 3794 \text{ kg / cm}^2$$

$$s = 3 \text{ cm}$$

$$V_{0_{\text{EXP}}} = 48469 \text{ kg}$$

sustituyendo los valores anteriores en las ecuaciones 2.10 y 2.17 se tiene:

Cortante que transmite el concreto (ecuación 2.10):

$$V_{c_{\text{ACT}}} = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{73660}{1257} \right) \sqrt{293} \cdot (40) \quad (32)$$

$$V_{c_{\text{ACT}}} = 16444 \text{ kg}$$

Cortante que transmite el acero de refuerzo transversal (ecuación 2.17):

$$V_{s_{\text{ACT}}} = \frac{0.28 \cdot (3794) \cdot (32)}{3}$$

$$V_{s_{\text{ACT}}} = 11331 \text{ kg}$$

Resistencia nominal al cortante:

$$V_{0_{\text{ACT}}} = 16444 + 11331$$

$$V_{0_{\text{ACT}}} = 27775 \text{ kg}$$

La relación entre la resistencia a cortante obtenida en las pruebas de laboratorio, " V_{n_EXP} ", y la calculada, " V_{n_ACI} ", es la siguiente:

$$\frac{V_{n_EXP}}{V_{n_ACI}} = \frac{48469}{27775} = 1.75$$

En las tablas III.5 y III.6 se muestran las características que intervienen para calcular la resistencia a cortante con el criterio del ACI 318-89 y la relación entre esta resistencia y la experimental obtenida en los especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989).

CRITERIO PROPUESTO POR PRIESTLEY (Priestley et al 1994).

En el capítulo II se hizo mención de un criterio para el cálculo de la resistencia al cortante nominal " V_n " con la ayuda de la ecuación 2.30, la cual, como en el caso del criterio del ACI 318-89, considera la resistencia al cortante proporcionada por el concreto " V_c " (ecuación 2.31) y la resistencia al cortante proporcionado por el acero " V_s " (ecuaciones 2.32 y 2.33) y además una resistencia al cortante proporcionada por el mecanismo que ejerce la fuerza axial en el elemento denominada " V_p " (ecuación 2.35).

Los elementos que intervienen para el cálculo de la fuerza cortante en el espécimen estudiado A08 son los siguientes:

$$\mu = 4.0$$

de la figura II 8 se obtiene que para una ductilidad de 4.0, el coeficiente K que interviene en la ecuación 2.31 es igual a 1.2

$$f_c = 293 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 1257 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.8 (1257) = 1006 \text{ cm}^2$$

diámetro de estribos (ϕ_s) = 0.6 cm

$$A_{sp} = \frac{\pi (0.6^2)}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} = 3794 \text{ kg/cm}^2$$

$$D' = 36.4 \text{ cm}$$

$$s = 3 \text{ cm}$$

$$k_1 = 0.5 \text{ (para pandeo simple)}$$

$$N_u = 73660 \text{ kg}$$

$$c = 16.83 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$V_{n_{EXP}} = 48469 \text{ kg}$$

si sustituimos los datos anteriores en las ecuaciones 2.31, 2.33 y 2.35 se tiene:

Cortante que transmite el concreto (ecuación 2.31):

$$V_{c_{PRI}} = 0.26 (1.2) \sqrt{293} (1006)$$

$$V_{c_{PRI}} = 5372 \text{ kg}$$

Cortante que transmite el acero de refuerzo (ecuación 2.33):

$$V_{s_{PRI}} = \frac{\pi}{2} \frac{0.28 (3794) (36.4)}{3 * \tan 30}$$

$$V_{s_{PRI}} = 35068 \text{ kg}$$

Cortante proporcionado por la fuerza axial (ecuación 2.35):

$$V_{p_{PRI}} = 0.5 * 73660 \frac{(40 - 16.83)}{80}$$

$$V_{p_{PRI}} = 10667 \text{ kg}$$

si sustituimos los valores anteriores en la ecuación 2.30 tenemos que el cortante nominal es

$$V_{nPRI} = 5372 + 35068 + 10667$$

$$V_{nPRI} = 51107 \text{ kg}$$

La relación de la fuerza cortante obtenida en laboratorio " V_{nEXP} " con la fuerza cortante calculada con el criterio anterior es

$$\frac{V_{nEXP}}{V_{nPRI}} = \frac{48469}{51107} = 0,95$$

En las tablas III.7 y III.8 se muestran los elementos que intervienen en el cálculo del cortante que resisten los especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989), así como la relación entre el cortante obtenido en laboratorio con el cortante calculado con el criterio propuesto

COLUMNA	N_u	D	b_w	d	A_g	f_c	V_{cACI}
	(kg)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kg/cm ²)	(kg)
A05	0	40	40	32	1257	317	12079
A06	0	40	40	32	1257	307	11887
A07	0	40	40	32	1257	301	11770
A08	73660	40	40	32	1257	293	16444
A09	76667	40	40	32	1257	305	16978
A10	79945	40	40	32	1257	318	17560
A17	43995	40	40	32	1257	350	15846
A18	44875	40	40	32	1257	357	16067
A19	44121	40	40	32	1257	351	15877
A20	84621	40	40	32	1257	374	19390

TABLA III.5 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmite el concreto (V_{cACI}) a los especímenes ensavados por Ang (Ang, Priestley y Paulay, 1989) utilizando la ecuación 2.10 (ACI-318-89)

Columna	A_p (A_s)	f_{yt}	d	s	$V_{s,ACI}$	$V_n = V_c + V_s$ ($V_{n,ACI}$)	$V_{n,EXP}$	$\frac{V_{n,EXP}}{V_{n,ACI}}$
	(cm^2)	(kg/cm^2)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
A05	0.28	3346	32	4	7495	19574	34694	1.77
A06	0.28	3346	32	6	4997	16883	39796	2.36
A07	0.28	3794	32	8	4249	16019	28571	1.78
A08	0.28	3794	32	3	11331	27775	48469	1.75
A09	0.28	3794	32	3	11331	28310	39285	1.39
A10	1.13	3386	32	12	10203	27763	45918	1.65
A17	0.28	3325	32	6	4965	20811	33571	1.61
A18	0.28	3325	32	6	4965	21032	51734	2.46
A19	0.28	3325	32	8	3724	19601	44489	2.27
A20	0.28	3325	32	8	3724	23114	49694	2.14

TABLA III.6 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmite el acero de refuerzo ($V_{s,ACI}$) a los especímenes ensayados por Ang (Ang, Priestley y Paulay, 1989) utilizando la ecuación 2.17 (ACI-318-89), cálculo de $V_{n,ACI}$ y la relación que existe entre el $V_{n,EXP}$ (experimental) con el $V_{n,ACI}$ (calculado)

Columna	Duct. (μ)	K	r_c (kg/cm ²)	A_g (cm ²)	A_s (cm ²)	V_{cPR1} (kg)	A_{sp} (cm ²)	f_{s1} (kg/cm ²)	D' (cm)	s (cm)	V_{sPR1} (kg)
A05	2.4	3.04	317	1257	1006	14157	0.28	3346	36.4	4	23196
A06	1.3	3.50	307	1257	1006	16040	0.28	3346	36.4	6	15463
A07	1.6	3.50	301	1257	1006	15882	0.28	3794	36.4	8	13151
A08	4.0	1.20	293	1257	1006	5372	0.28	3794	36.4	3	35068
A09	7.8	1.20	305	1257	1006	5481	0.28	3794	36.4	3	35068
A10	4.0	1.20	318	1257	1006	5597	1.13	3386	35.8	12	31056
A17	2.0	3.50	350	1257	1006	17127	0.28	3325	36.4	6	15367
A18	1.4	3.50	357	1257	1006	17297	0.28	3325	36.4	6	15367
A19	1.3	3.50	351	1257	1006	17151	0.28	3325	36.4	8	11525
A20	1.5	3.50	374	1257	1006	17704	0.28	3325	36.4	8	11525

TABLA III.7 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmiten el concreto (V_{cPR1}) y el acero de refuerzo (V_{sPR1}) a los especímenes ensayados por Ang (Ang, Priestley y Paulay, 1989) utilizando la ecuación 2.31 y 2.33

Columna	k_1	N_u	D	c	H	V_{PR1}	$V_n = V_c + V_s + V_p$ (V_{nPR1})	V_{nEXP}	$\frac{V_{nEXP}}{V_{nPR1}}$
		(kg)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
A05	0.5	0	40	11.75	80	0	37353	34694	0.93
A06	0.5	0	40	11.81	60	0	31503	39796	1.26
A07	0.5	0	40	11.94	80	0	29033	28571	0.98
A08	0.5	73660	40	16.83	80	10667	51107	48469	0.95
A09	0.5	76667	40	16.87	100	8867	49416	39285	0.80
A10	0.5	79945	40	16.98	80	11502	48155	45918	0.95
A17	0.5	43995	40	14.20	100	5675	38169	33571	0.88
A18	0.5	44875	40	14.15	60	9667	42331	51734	1.22
A19	0.5	44121	40	14.20	60	9486	38162	44489	1.17
A20	0.5	84621	40	16.73	70	14065	43294	49694	1.15

TABLA III.8 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante proporcionado por la fuerza axial (V_{PR1}) en los especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989) utilizando la ecuación 2.35 (Expresión propuesta). cálculo de V_{nPR1} y la relación que existe entre el V_{nEXP} (experimental) con el V_{nPR1} (calculado).

ESPECIMENES ESTUDIADOS POR MARUYAMA Y RAMIREZ (Woodward y Jirsa, 1980)

En las pruebas realizadas a los especímenes de sección rectangular ensayados por estos investigadores se aplicó una fuerza cortante en dos direcciones (bilateral) y una carga axial a cada espécimen. El criterio del ACI (ACI 318-89) no da criterios para la revisión por cortante de columnas en las que actúa una fuerza cortante en dos direcciones. En este trabajo se hacen dos hipótesis con este fin.

1ª Hipótesis.

En esta primera consideramos que la fuerza cortante aplicada a los especímenes en dos direcciones se sustituye por una fuerza que actúa en una sola dirección perpendicular a una de las caras de la columna; por lo tanto, los elementos que intervienen en las ecuaciones 2.10 y 2.17 para el cálculo de V_c y V_s se toman como se muestra en la figura III.21.

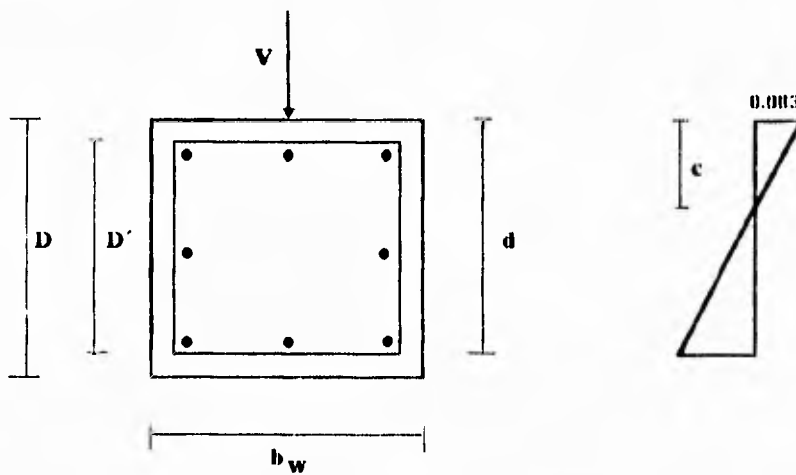


FIGURA III.21

En las tablas III.9 y III.10 se muestran las características que intervienen para el cálculo de la resistencia a cortante con esta primera hipótesis así como la relación entre esta resistencia y la experimental obtenida.

2ª Hipótesis

En esta hipótesis consideramos que la fuerza aplicada en dos direcciones se sustituye por una fuerza que actúa diagonalmente como se muestra en la figura III.22.

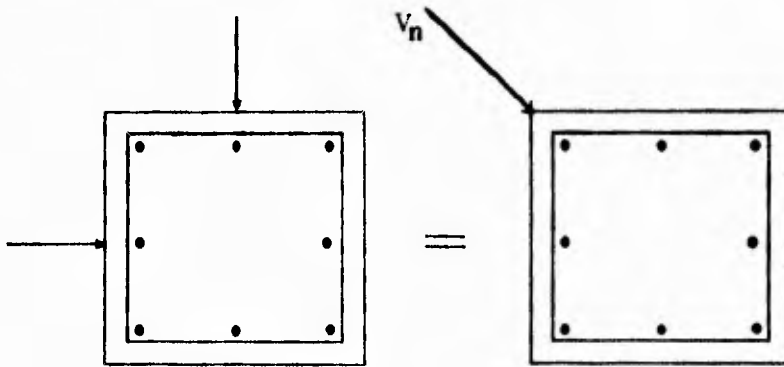


FIGURA III.22

De acuerdo a lo anterior, los elementos que intervienen en las ecuaciones 2.10 y 2.17 para el cálculo de V_c y V_s se toman como se muestra en la figura III.23.

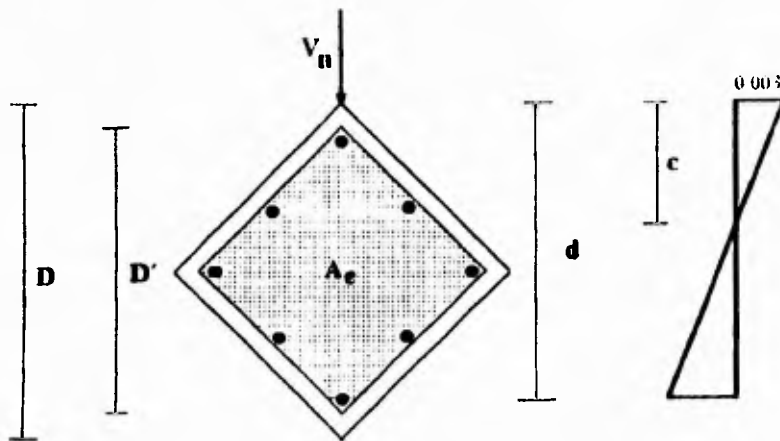


FIGURA III.23

La ecuación 2.17 se obtiene del análisis de un miembro donde el refuerzo transversal es paralelo a la fuerza cortante, por lo tanto, para este caso la analogía de la resistencia al cortante que proporciona el acero de refuerzo es como se muestra en la figura III.24.

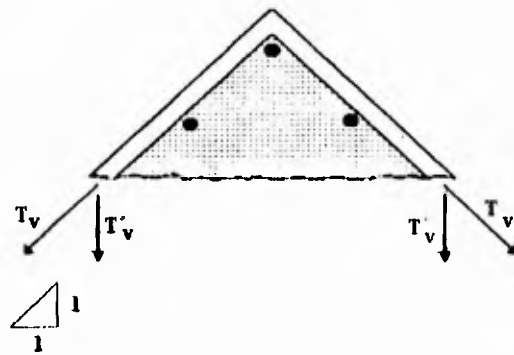


FIGURA III.24

donde:

$$2T_v = A_v f_{yt} \quad 3.1$$

entonces:

$$T'_v = \frac{A_v f_{yt}}{2\sqrt{2}} \quad 3.2$$

si se sustituye análogamente en la ecuación 2.17 se tiene:

$$V'_s = \frac{2T'_v d}{s} \quad 3.3$$

sustituyendo T'_v de la ecuación 3.2 en la ecuación 3.3 tenemos:

$$V'_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s \sqrt{2}} \quad 3.4$$

En las tablas III.13 y III.14 se muestran las características que intervienen para calcular la resistencia a cortante con esta segunda hipótesis así como la relación de esta resistencia calculada con la resistencia a cortante obtenida en las pruebas de laboratorio

Del mismo modo, para el criterio propuesto por Priestley (Priestley et al 1994) se tomaron las consideraciones anteriores y se calculó la fuerza cortante resistente considerando que dicha fuerza actúa perpendicular a una de las caras de la columna (1ª hipótesis), por lo que se tomaron las características que se muestran en la figura III.21 que intervienen en las ecuaciones 2.31, 2.32 y 2.35 para el cálculo de V_c , V_s y V_p que se muestran en las tablas III.11 y III.12. Con respecto a la 2ª hipótesis, en donde la fuerza cortante actúa diagonalmente, las características que intervienen para el cálculo de dicha fuerza se muestran en la figura III.23, además, para este caso la resistencia a la fuerza cortante que proporciona el acero de refuerzo se calcula con la siguiente expresión.

$$V's \frac{A_v f_{yt} d}{s \sqrt{2} \tan 30^\circ} \quad 3.5$$

Las características que intervienen para el cálculo de la resistencia a cortante considerando esta hipótesis, así como la relación que existe entre esta fuerza calculada con la obtenida en laboratorio se muestran en las tablas III.15 y III.16

COLUMNA	N_u (kg)	b_w (cm)	d (cm)	A_g (cm ²)	f_c (kg/cm ²)	V_{cAct} (kg)
MR01	0	30.5	26.45	930	319	7637
MR02	54480	30.5	26.45	930	378	11770
MR03	63560	30.5	26.45	930	403	12748
MR04	63560	30.5	26.45	930	326	11466
MR05	63560	30.5	26.45	930	403	12748
MR06	54480	30.5	26.45	930	427	12510

TABLA III.9 Elementos que intervienen para el cálculo del cortante que transmite el concreto (V_{cAct}) a los especímenes ensayados por Maruana y Ramirez (Woodward y Jursa, 1980) utilizando la ecuación 2.10 (ACI-318-89) con la 1ª hipótesis

Columna	A_c	f_{yt}	d	s	V_{sACI}	$V_n = V_c + V_s$ (V_{nACI})	V_{nEXP}	$\frac{V_{nEXP}}{V_{nACI}}$
	(cm^2)	(kg/cm^2)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
MR01	0.57	5110	26.45	2.86	26937	34574	28602	0.83
MR02	0.57	5110	26.45	2.86	26937	38707	36320	0.94
MR03	0.57	5110	26.45	4.45	17313	30061	36774	1.22
MR04	0.57	5110	26.45	6.53	11798	23264	29510	1.27
MR05	0.57	5110	26.45	10.16	7583	20331	30418	1.50
MR06	0.57	5110	26.45	30.48	2528	15038	33142	2.20

TABLA III.10

Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmite el acero de refuerzo a los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.17 (ACI-318-99) cálculo de V_{nACI} y la relación que existe entre el V_{nEXP} (experimental) con el V_{nACI} (calculado) basado con la 1ª hipótesis

Columna	Duct. (μ)	K	f_c (kg/cm ²)	A_c (cm ²)	A_s (cm ²)	V_{cPR} (kg)	A_v (cm ²)	f_{yt} (kg/cm ²)	D' (cm)	s (cm)	V_{sPR} (kg)
MR01	1.51	2.91	319	930	744	10054	0.57	5110	24.9	2.86	43923
MR02	1.45	2.98	378	930	744	11207	0.57	5110	24.9	2.86	43923
MR03	1.35	3.09	403	930	744	11999	0.57	5110	24.9	4.45	28229
MR04	1.19	3.28	326	930	744	11456	0.57	5110	24.9	6.53	19237
MR05	1.00	3.50	403	930	744	13591	0.57	5110	24.9	10.16	12364
MR06	1.17	3.30	427	930	744	13190	0.57	5110	24.9	30.48	4119

TABLA III.11 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmiten el concreto (V_{cPR}) y el acero de refuerzo (V_{sPR}) a los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.31 y 2.32 respectivamente (Expresión propuesta) basadas con la I hipótesis.

Columna	L_1	N_c	D	c	H	V_{PRI}	$V_s = V_c + V_s + V_p$ (V_{PRI})	V_{nEXP}	$\frac{V_{nEXP}}{V_{nPRI}}$
		(kg)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
MR01	1	0	30.5	7.07	91.44	0	53977	28602	0.53
MR02	1	54480	30.5	10.51	91.44	11910	67040	36320	0.54
MR03	1	63560	30.5	10.92	91.44	13610	53838	36774	0.68
MR04	1	63560	30.5	11.80	91.44	12998	43691	29510	0.68
MR05	1	63560	30.5	10.98	91.44	13568	39523	30418	0.77
MR06	1	54480	30.5	10.05	91.44	12184	29493	33142	1.12

TABLA III.12

Elementos que intervienen en cálculo del cortante proporcionado por la fuerza axial (V_s). En los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.85 (Expresión propuesta), cálculo de V_{nPRI} y la relación que existe entre el V_{nEXP} (experimental) con el V_{nPRI} (calculado) basados en la 1ª hipótesis.

COLUMNA	N_u	$b_w \cdot d = A_d$	A_g	f_c	$V_{c_{ACI}}$
	(kg)	(cm²)	(cm²)	(kg/cm²)	(kg)
MR01	0	897	930	319	8491
MR02	54480	897	930	378	13087
MR03	63560	897	930	403	14175
MR04	63560	897	930	326	12749
MR05	63560	897	930	403	14175
MR06	54480	897	930	427	13910

TABLA III.13

Elementos que intervienen para el cálculo del cortante que transmite el concreto ($V_{c_{ACI}}$) a los especímenes ensavados por Matuyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.10 (ACI-318-89) con la 2.ª hipótesis.

Columna	A_c	f_{st}	d	s	$V_s'_{ACI}$	$V_n' = V_c' + V_s'$ ($V_n'_{ACI}$)	$V_{n_{EXP}}$	$\frac{V_{n_{EXP}}}{V_n'_{ACI}}$
	(cm^2)	(kg/cm^2)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
MR01	0.57	5110	37.41	2.86	38099	46590	28602	0.61
MR02	0.57	5110	37.41	2.86	38099	51186	36320	0.71
MR03	0.57	5110	37.41	4.45	24486	38661	36774	0.95
MR04	0.57	5110	37.41	6.53	16687	29436	29510	1.00
MR05	0.57	5110	37.41	10.16	10725	24900	30418	1.22
MR06	0.57	5110	37.41	30.48	3575	17485	33142	1.90

TABLA III.14

Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmite el acero de refuerzo a los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.17 (ACI-318-89), cálculo de $V_n'_{ACI}$ y la relación que existe entre el $V_{n_{EXP}}$ (experimental) con el $V_n'_{ACI}$ (calculado) basado con la 2ª hipótesis.

Columna	Duct. (μ)	K	f_c (kg/cm ²)	A_x (cm ²)	A_s (cm ²)	$V_{c'PRI}$ (kg)	A_v (cm ²)	f_{yt} (kg/cm ²)	D' (cm)	s (cm)	$V_{s'PRI}$ (kg)
MR01	1.51	2.91	319	930	744	10054	0.57	5110	35.21	2.86	62109
MR02	1.45	2.98	378	930	744	11207	0.57	5110	35.21	2.86	62109
MR03	1.35	3.09	403	930	744	11999	0.57	5110	35.21	4.45	39917
MR04	1.19	3.28	326	930	744	11456	0.57	5110	35.21	6.53	27203
MR05	1.00	3.50	403	930	744	13591	0.57	5110	35.21	10.16	17484
MR06	1.17	3.30	427	930	744	13190	0.57	5110	35.21	30.48	5828

TABLA III.15 Elementos que intervienen en el cálculo del cortante que transmiten el concreto ($V_{c'PRI}$) y el acero de refuerzo ($V_{s'PRI}$) a los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.31 y 2.32 respectivamente (Expresión propuesta) basadas con la 2^a hipótesis

Columna	k_1	N_c	D	c	H	$V_{P'PRI}$	$V_n = V_c + V_s + V_p$ ($V_{n'PRI}$)	V_{nEXP}	$\frac{V_{nEXP}}{V_{n'PRI}}$
		(kg)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	(kg)	
MR01	1	0	43.13	15.20	91.44	0	72163	28602	0.40
MR02	1	54480	43.13	14.94	91.44	16706	90112	36320	0.40
MR03	1	63560	43.13	14.89	91.44	19630	71546	36774	0.51
MR04	1	63560	43.13	15.12	91.44	19470	58129	29510	0.51
MR05	1	63560	43.13	14.89	91.44	19630	50705	30418	0.60
MR06	1	54480	43.13	14.77	91.44	16897	35916	33142	0.92

TABLA III.16 Elementos que intervienen en cálculo del cortante proporcionado por la fuerza axial ($V_{P'PRI}$) en los especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando la ecuación 2.35 (Expresión propuesta), cálculo de $V_{n'PRI}$ y la relación que existe entre el V_{nEXP} (experimental) con el $V_{n'PRI}$ (calculado) basados en la 2ª hipótesis

III.3 EVALUACION DE RESULTADOS

Especímenes estudiados por Ang (Ang et al. 1989):

En la evaluación de los resultados en las columnas de sección circular estudiadas por Ang (Ang et al. 1989) se observa que los resultados de los cálculos realizados con las ecuaciones que propone el ACI 318-89 son demasiado conservadores puesto que, como se observa en la tabla III.17, los valores de la fuerza cortante experimental ($V_{n,EXP}$) fueron mayores que los obtenidos con las mencionadas ecuaciones en un intervalo varió entre 39 % y 146 %. Esto quiere decir que el ACI 318-89, estima el valor de la fuerza cortante que resiste un elemento con un rango de seguridad muy alto en columnas de sección circular.

Columna	μ	$\frac{M}{VD}$	$\frac{Nu}{f_c A_n}$	$\frac{V_{n,EXP}}{V_{n,ACI}}$	$\frac{V_{n,EXP}}{V_{n,PRI}}$
A05	2.4	2.0	0	1.77	0.93
A06	1.3	1.5	0	2.36	1.26
A07	1.6	2.0	0	1.78	0.98
A08	4.0	2.0	0.2	1.75	0.95
A09	7.8	2.5	0.2	1.39	0.80
A10	4.0	2.0	0.2	1.65	0.95
A17	2.0	2.5	0.1	1.61	0.88
A18	1.4	1.5	0.1	2.46	1.22
A19	1.3	1.5	0.1	2.27	1.17
A20	1.5	1.75	0.18	2.14	1.15

TABLA III.17

En la figura III.25 se muestra la gráfica que relaciona la ductilidad " μ " contra las relaciones de la tabla III.17 " $V_{n_{EXP}} / V_{n_{ACI}}$ " y " $V_{n_{EXP}} / V_{n_{PRI}}$ ". Como se puede observar, en los dos casos, dichas relaciones aumentan cuando la ductilidad de los elementos disminuye.

En el caso de los puntos graficados utilizando el criterio del ACI 318-89 (μ Vs. $V_{n_{EXP}}/V_{n_{ACI}}$) cuando aumenta la ductilidad del espécimen, el valor de la fuerza cortante calculada con dicho criterio ($V_{n_{ACI}}$) se aproxima al valor de la fuerza cortante que fue resistida por los especímenes ($V_{n_{EXP}}$). Por este motivo, se puede decir que el rango de seguridad que adopta este criterio en este caso, aumenta conforme la ductilidad disminuye.

Por otro lado, para el caso en que se grafican los puntos obtenidos en el criterio de Priestley (Priestley et al. 1994), (μ Vs. $V_{n_{EXP}} / V_{n_{PRI}}$), la fuerza cortante " $V_{n_{PRI}}$ " calculada con este criterio toma un valor mas aproximado al de la fuerza que resistió el espécimen " $V_{n_{EXP}}$ ". En este caso, cuando el elemento es poco dúctil, la fuerza calculada " $V_{n_{PRI}}$ " alcanza un valor ligeramente mayor al de la fuerza que resistió " $V_{n_{EXP}}$ "; sin embargo, cuando la ductilidad es grande, $V_{n_{PRI}}$ llega a ser ligeramente menor que la fuerza $V_{n_{EXP}}$.

En la figura III.26 se muestra la relación que hay entre $V_{n_{EXP}} / V_{n_{ACI}}$ y $V_{n_{EXP}} / V_{n_{PRI}}$ con la relación de forma de los especímenes estudiados ($M / VD = H / D$) Como se observa en la figura, en ambos casos, en la medida en que la relación de forma es mayor, la relación $V_{n_{EXP}} / V_{n_{CALCULADA}}$ es menor.

En el caso del criterio ACI 318-89, la fuerza cortante calculada " $V_{n_{ACI}}$ " tiende a tomar un valor aproximado al de la fuerza cortante resistida por los especímenes " $V_{n_{EXP}}$ " cuando la relación de forma es aumenta, conservando un rango de seguridad alto.

En el caso de los resultados obtenidos mediante el criterio propuesto por Priestley

(Priestley et al 1994), se obtiene una mayor aproximación al valor de la fuerza cortante que resisten los especímenes, pero en este caso, cuando la relación de forma de los elementos aumenta, la fuerza cortante calculada tiende a ser ligeramente mayor que la fuerza cortante que resistió el espécimen.

Otra gráfica que se obtuvo con los valores de la tabla III.17, es la figura III 27, donde se muestran la gráfica de $V_{n,EXP} / V_{n,ACI}$ y $V_{n,EXP} / V_{n,PRI}$ contra la relación $N_u / (f'_c A_g)$. En esta figura se puede observar que los valores de las relaciones de los cortantes, no muestran tener conclusión con respecto a la relación $N_u / (f'_c A_g)$ puesto que varían todos los valores de las ordenadas muy irregularmente con respecto a las abscisas.

Especímenes estudiados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980).

En la evaluación de los resultados de los especímenes de sección rectangular estudiados por Maruyama y Ramirez, se mostraron dos hipótesis de comportamiento. En la tabla III.18 se muestran los resultados basados en ambas hipótesis donde se puede observar que aún cuando varía el valor de la fuerza cortante calculada en las dos hipótesis, en ninguno de los casos la fuerza tiende a tener un valor aproximado a la fuerza cortante experimental. Se puede observar también en la tabla III.18 que en el caso del cálculo del valor de la fuerza cortante realizado por medio del criterio del ACI 318-89 se alcanza una aproximación mayor a las fuerzas cortantes obtenidas en los especímenes en laboratorio tanto en los resultados obtenidos con ayuda de la 1ª Hipótesis como con los obtenidos con la 2ª hipótesis

Columnna	μ	$\frac{M}{VD}$	$\frac{Nu}{F_e}$ Ag	$\frac{V_{D_{EXP}}}{V_{D_{ACI}}}$	$\frac{V_{D_{EXP}}}{V_{D_{PRI}}}$	$\frac{V_{D_{EXP}}}{V_{D_{ACI}}}$	$\frac{V_{D_{EXP}}}{V_{D_{PRI}}}$
MR01	1.51	3	0	0.83	0.53	0.61	0.40
MR02	1.45	3	0.15	0.94	0.54	0.71	0.40
MR03	1.35	3	0.17	1.22	0.68	0.95	0.51
MR04	1.19	3	0.21	1.27	0.68	1.00	0.51
MR05	1.00	3	0.17	1.50	0.77	1.22	0.60
MR06	1.17	3	0.14	2.20	1.12	1.90	0.92

TABLA III.18

En la figura III.28 se muestra la gráfica de $V_{D_{EXP}} / V_{D_{ACI}}$ y $V_{D_{EXP}} / V_{D_{PRI}}$ versus la ductilidad de los especímenes estudiados por Maruyama y Ramirez basada en resultados obtenidos con la ayuda de la 1ª hipótesis. En esta gráfica se puede observar que, a medida de que la ductilidad de elemento aumenta, las relaciones $V_{D_{EXP}} / V_{D_{ACI}}^1$ y $V_{D_{EXP}} / V_{D_{PRI}}^1$ disminuyen. De la misma manera, en la figura III.31 se puede observar que las relaciones $V_{D_{EXP}} / V_{D_{ACI}}^2$ y $V_{D_{EXP}} / V_{D_{PRI}}^2$ basadas en los resultados obtenidos de acuerdo a la 2ª hipótesis también disminuyen cuando la ductilidad aumenta.

En el caso de los resultados obtenidos con el criterio del ACI 318-89, se observa que cuando aumenta de la ductilidad del elemento, el valor de la fuerza cortante obtenida con el mencionado criterio se aproxima al valor de la fuerza cortante que resistieron los especímenes.

Para el caso de las fuerzas cortantes obtenidas con el criterio propuesto por Priestley ($V_{D_{PRI}}$), en estos especímenes, estas fuerzas resultaron ser mas grandes que la fuerza que resistieron en pruebas de laboratorio a medida que la ductilidad aumenta, por este motivo, este

criterio puede no ser conveniente para el cálculo del cortante en elementos de sección rectangular muy dúctiles.

Como se puede observar en la figura III.29, donde se muestran resultados basados en la 1ª hipótesis en estos especímenes, la relación "M / VD" es la misma para todos ellos, porque tienen las mismas características geométricas. También se observa que para cada espécimen el valor de las relaciones de las fuerzas cortantes obtenidas en laboratorio con las fuerzas cortantes calculadas con ambos criterios es diferente, por lo que se puede decir que los valores de las relaciones V_{nEXP} / V_{nACI}^1 y V_{nEXP} / V_{nPRI}^1 varían para cualquier valor de M / VD. Por otro lado, en la figura III.32 se muestra la gráfica donde se relacionan V_{nEXP} / V_{nACI}^2 y V_{nEXP} / V_{nPRI}^2 vs. M / VD basadas en la 2ª hipótesis y se observa que la tendencia es similar a la de la que se basa en la 1ª hipótesis.

En la figura III.30 se observa que las relaciones V_{nEXP} / V_{nACI} y V_{nEXP} / V_{nPRI} (basadas con resultados obtenidos por la 1ª hipótesis) con respecto a la relación $N_u / f_c A_g$ no tienen una conclusión definida, por lo que en este caso se puede afirmar que, el cortante calculado y el resistido en las columnas tienen poca conclusión con la relación $N_u / f_c A_g$. Esto sucede también para los resultados basados en la 2ª hipótesis como se puede observar en la figura III.33.

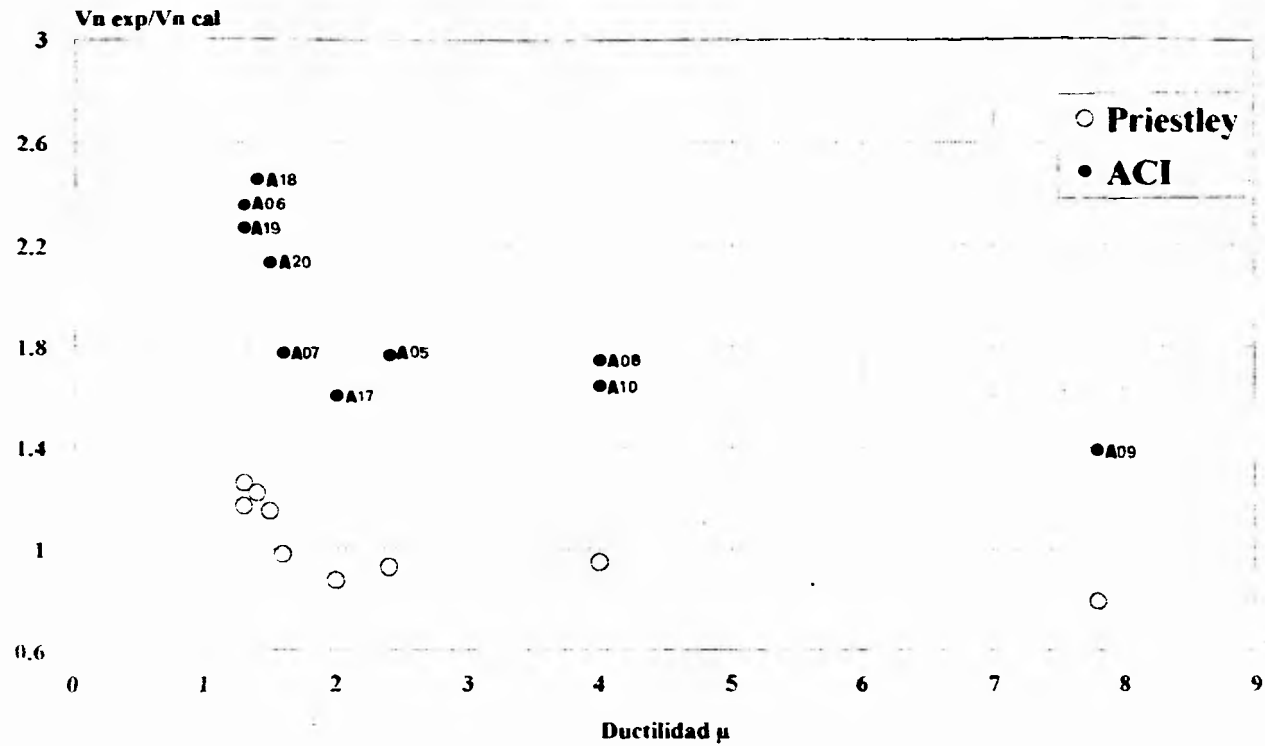


FIGURA III.25 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observada vs. ductilidad en especímenes ensayados por Ang (Ang, et al. 1989) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994).

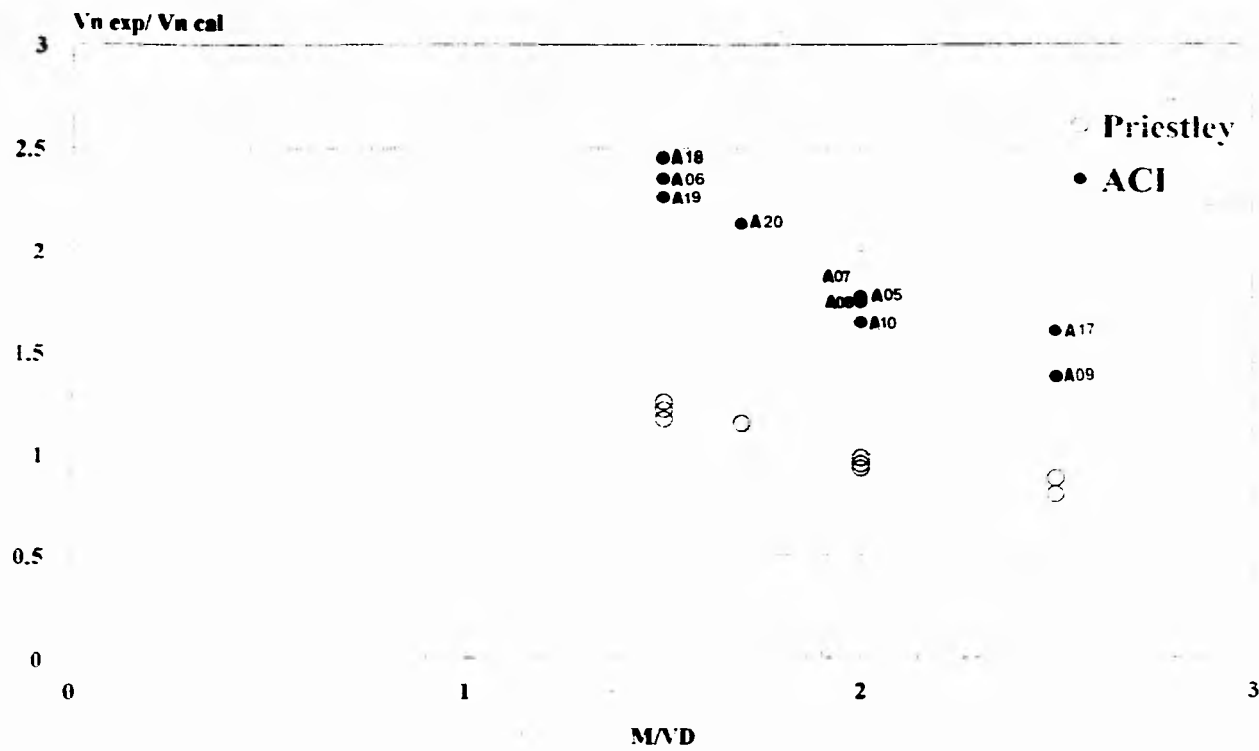


FIGURA III.26 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observado vs. M/D en especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994).

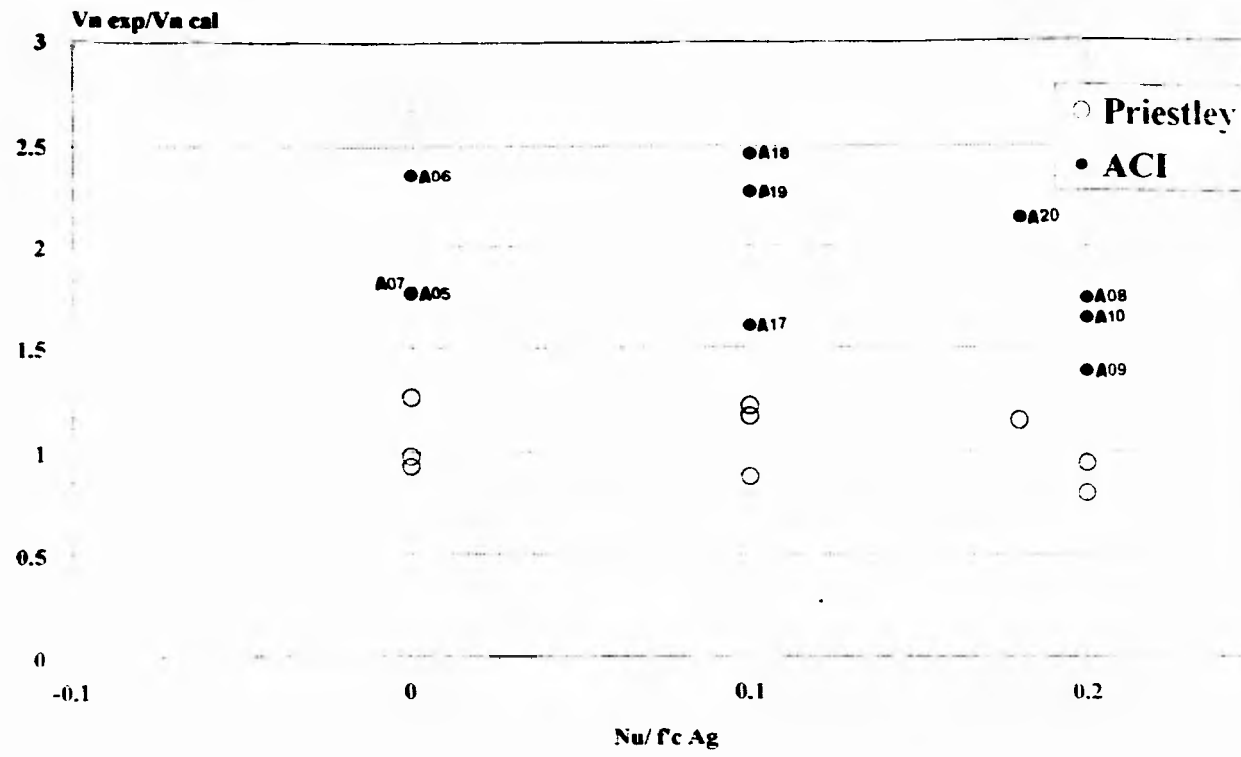


FIGURA III.27 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculada y observada vs. $Nu/fc Ag$ en especímenes ensayados por Ang (Ang et al. 1989) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994).

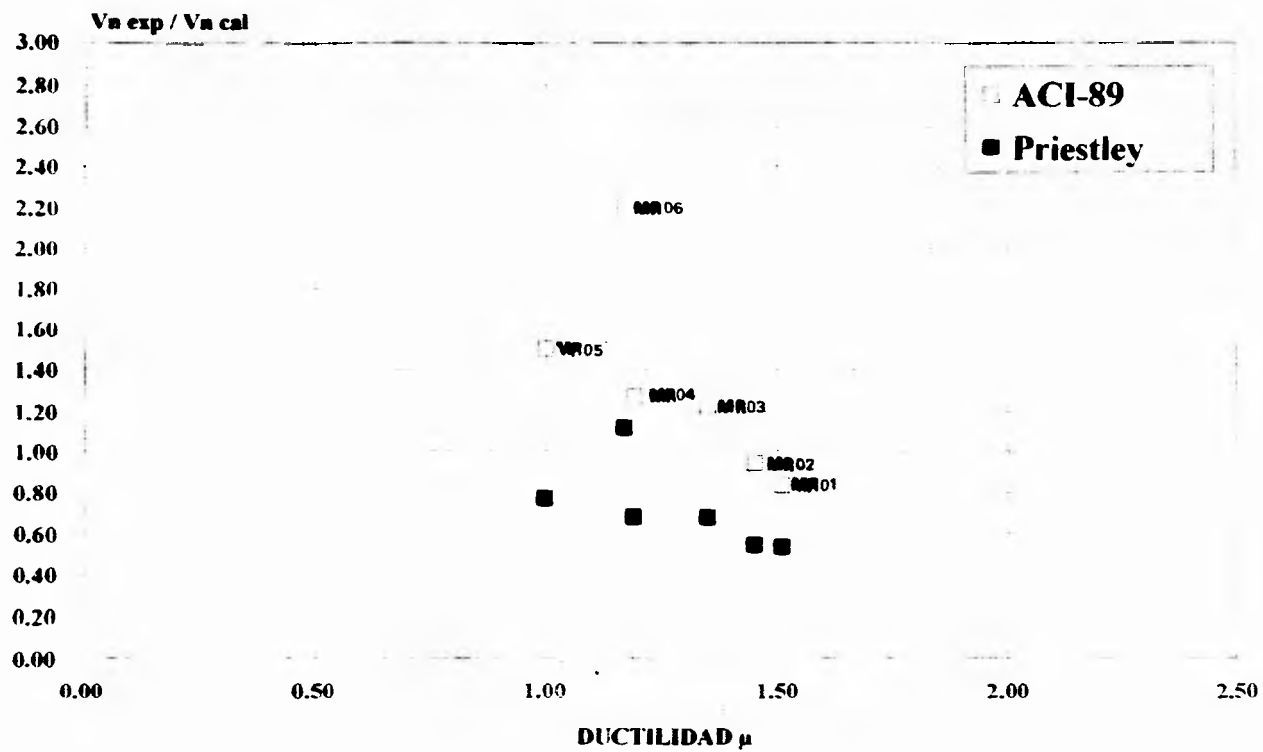


FIGURA III.28 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observado vs. ductilidad en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (priestley et al. 1994) basandose en la 1a. hipótesis.

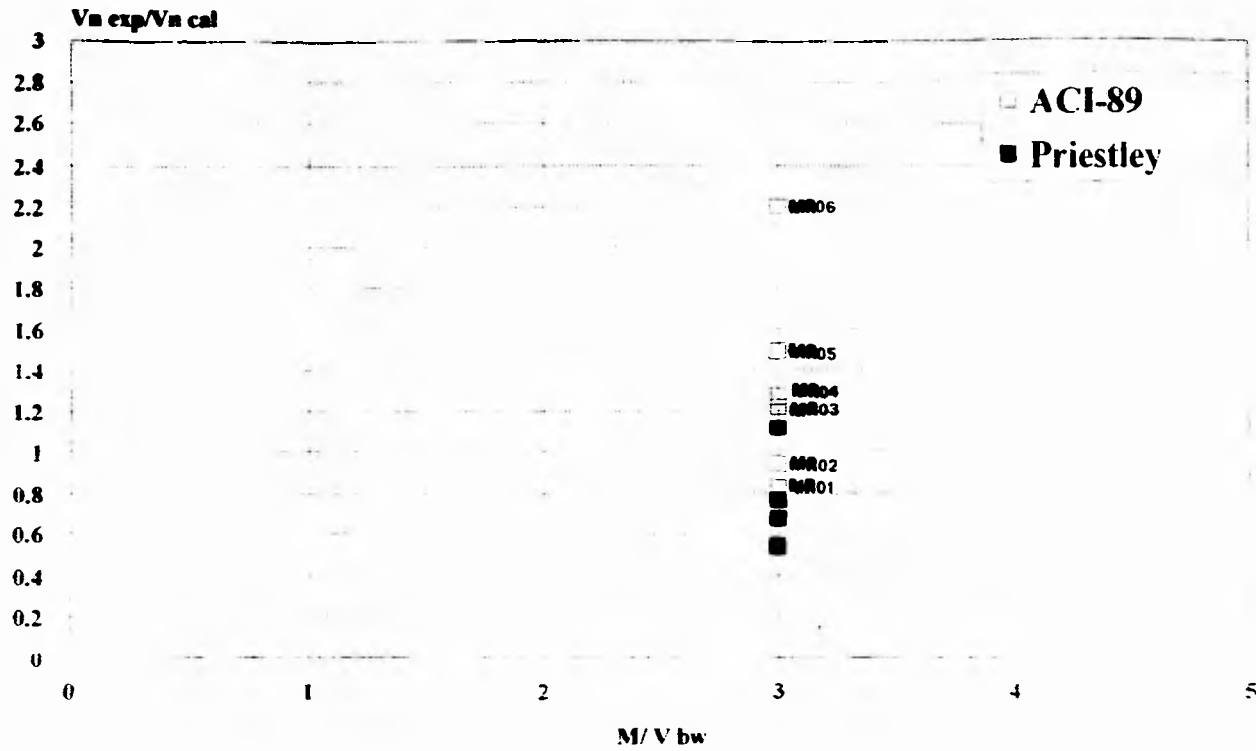


FIGURA III.29 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observado vs. $M/V D$ en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y el propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) basados en la 1a. hipótesis.

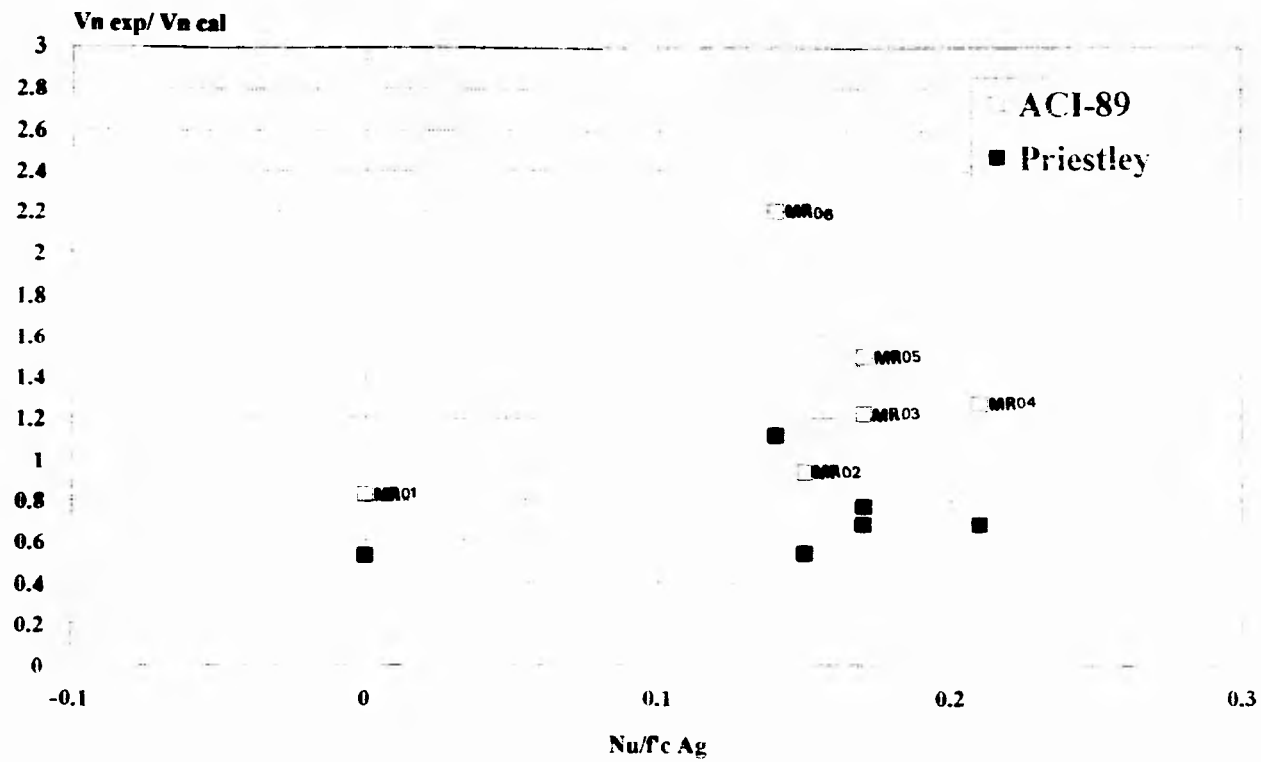


FIGURA III.30 Gráfica de comparación de resistencia calculada y observada vs. $N_u / f_c A_g$ en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) basados en la 1a. hipótesis.

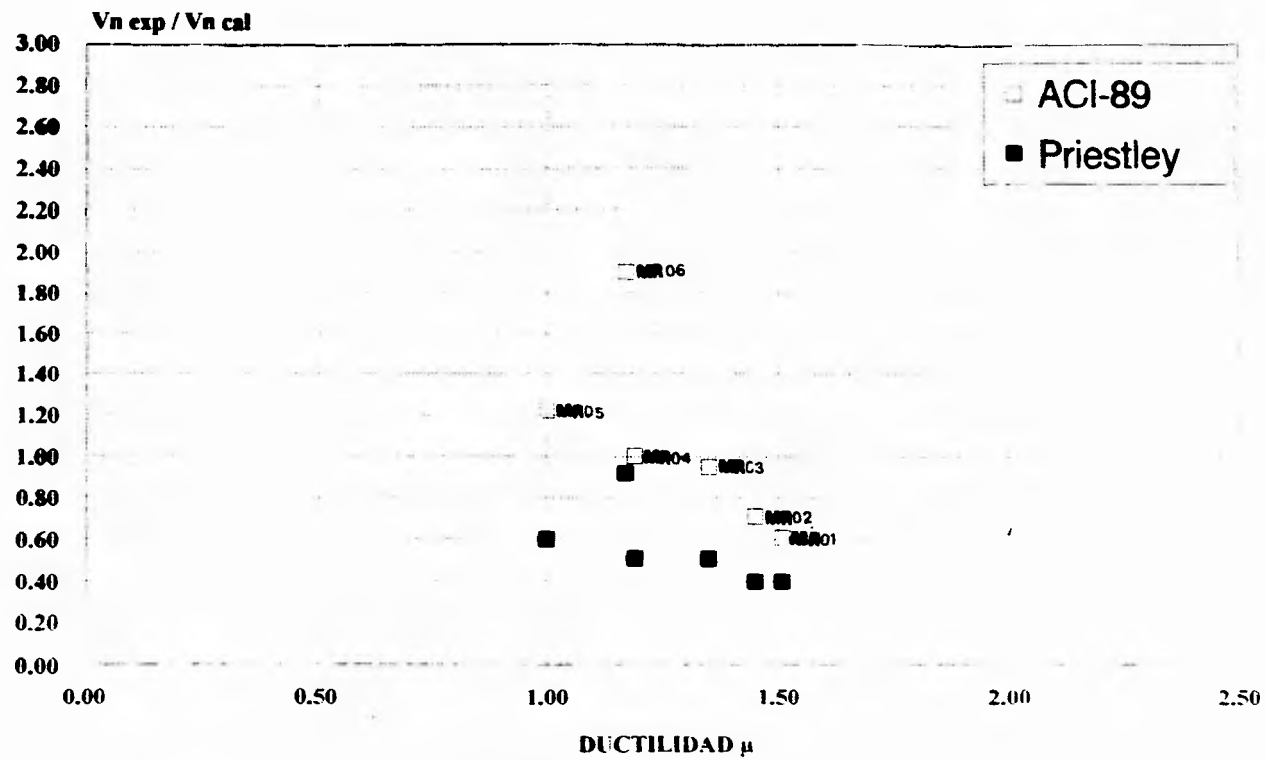


FIGURA III.31 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observado vs. ductilidad en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (priestley et al. 1994) basandose en la 2a. hipotesis.

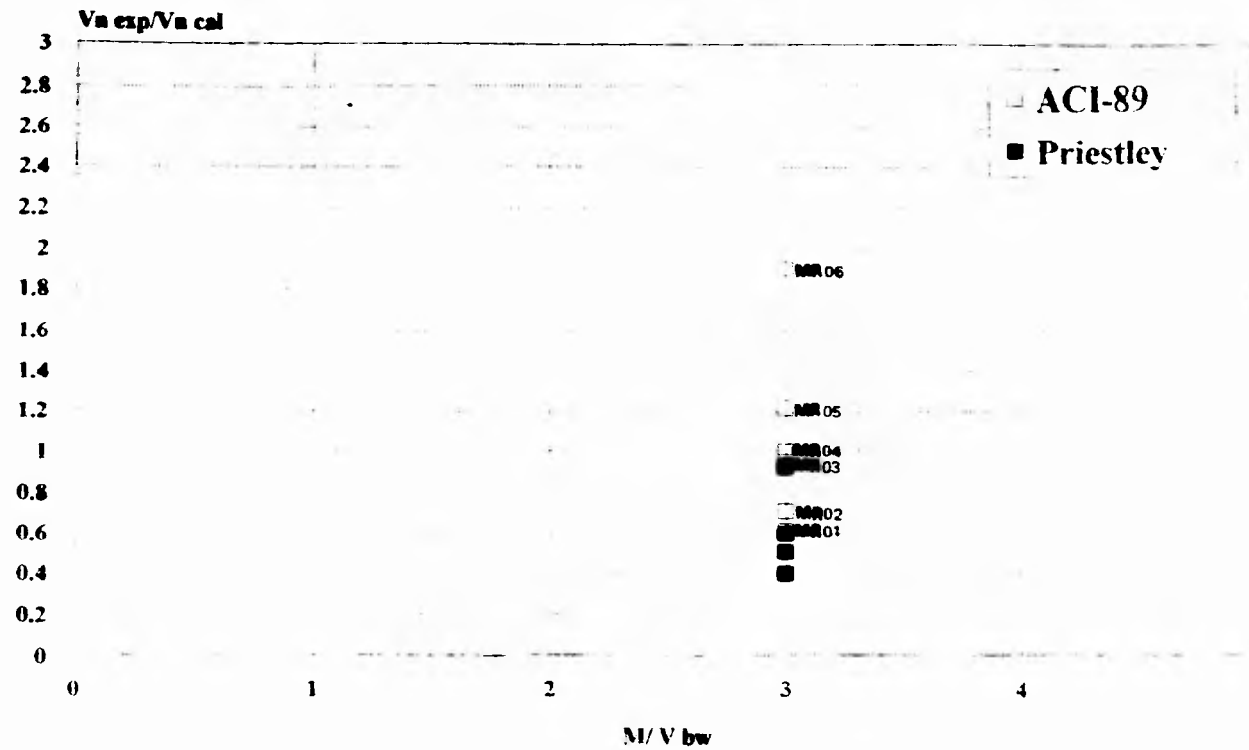


FIGURA III.32 Gráfica de comparación de resistencia a cortante calculado y observado vs. $M/V D$ en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y el propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) basados en la 2a. hipótesis.

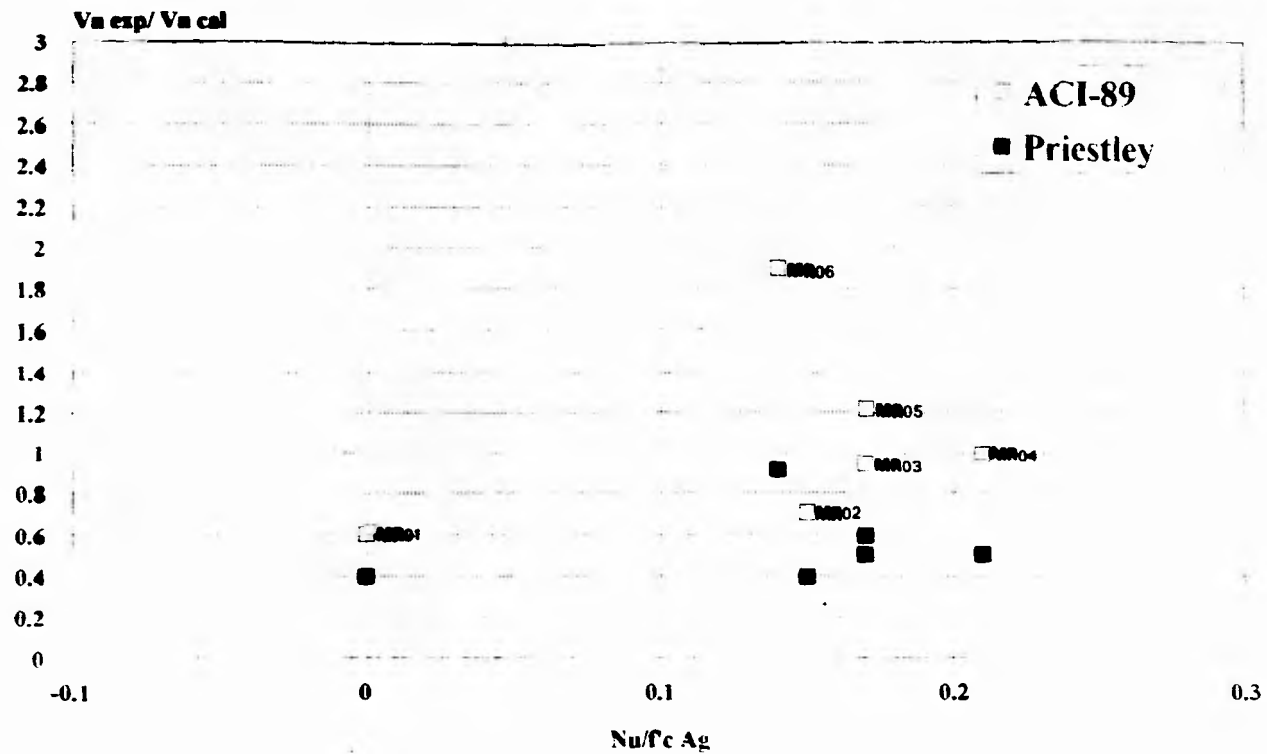


FIGURA III.33 Gráfica de comparación de resistencia calculada y observada vs. $Nu/fc Ag$ en especímenes ensayados por Maruyama y Ramirez (Woodward y Jirsa, 1980) utilizando los criterios del ACI (ACI 318-89) y del propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994) basados en la 2a. hipótesis.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los criterios para la evaluación de la resistencia a cortante de columnas que se emplean en este trabajo, han sido de varios tipos. Sin embargo, las aportaciones de estos criterios no son completos, debido a la distribución compleja de la fuerza cortante en el elemento.

Gran parte de este trabajo tiene la finalidad de comparar los resultados de la resistencia a cortante calculados con diversos criterios con las resistencias observadas en algunas columnas de sección circular y rectangular en laboratorio. A partir de esta comparación se puede llegar a conocer el grado de aproximación con que podemos contar en el cálculo de la resistencia a cortante en columnas de concreto reforzado con los criterios empleados.

En el capítulo II se puede observar que los criterios para calcular la resistencia a cortante en columnas son: El criterio propuesto por el American Concrete Institute (ACI 318-89), el criterio que emplea el Reglamento del Distrito Federal (RDF-87) y un criterio propuesto por Priestley (Priestley et al. 1994). Para las comparaciones que se realizaron en el presente trabajo, se utilizaron solamente los criterios del ACI 318-89 y el propuesto por Priestley, debido a que como se observa en el capítulo II, el criterio propuesto por el RDF-87 para el cálculo de la fuerza cortante en columnas de concreto reforzado sujetas a carga axial es semejante al del ACI 318-89.

En la evaluación de los resultados que se presentan en el capítulo III, se puede observar que los resultados de la resistencia a cortante calculada con el criterio que propone Priestley (Priestley et al. 1994) se aproxima a los valores de la resistencia a cortante que alcanzaron las

columnas de sección circular sometidas a la acción de fuerzas unidireccionales cíclicas. El criterio del ACI 318-89 resulta ser muy conservador para el cálculo de la fuerza cortante en este tipo de columnas, sobre todo en columnas con poca ductilidad.

En el caso de las columnas de sección rectangular estudiadas en laboratorio y evaluadas en el presente trabajo, las que fueron sometidas a fuerzas bidireccionales, se observa que el cálculo de la resistencia a cortante utilizando el criterio del ACI 318-89 lleva a valores cercanos a las capacidades resistentes observadas. En la mayoría de los especímenes estudiados con las características anteriores, las fuerzas cortantes que se calcularon con el criterio propuesto por Priestley resultan ser mucho mayores a las fuerzas cortantes que se obtuvieron en laboratorio, es decir, los resultados son del lado de la inseguridad. Se debe mencionar que las columnas rectangulares que se estudiaron en este trabajo tienen una ductilidad baja y con valores muy comunes entre sí, por lo que para tener una mejor representación en cuanto a la eficacia de los criterios propuestos se debería de contar con varios valores de ductilidades en especímenes.

Como se puede observar, los criterios expuestos en el presente trabajo, son confiables solamente para columnas con ciertas características. El criterio que propone el ACI 318-89 y por consiguiente, el criterio que usa el RDF-87 resultan ser muy eficientes para el cálculo de la fuerza cortante en columnas de concreto reforzado de sección rectangular, pero muy conservador para el caso de columnas de concreto reforzado de sección circular. Por otro lado, el criterio que propone Priestley resulta ser eficaz para el caso de columnas de concreto reforzado de sección circular; sin embargo, para el caso de columnas de sección rectangular con carga biaxial, este criterio no es adecuado, ya que los valores de las fuerzas cortantes obtenidos en este trabajo resultaron ser mayores que las fuerzas cortantes reales obtenidas en laboratorio.

REFERENCIAS

- **Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318R-89).**

- **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto, Tomo I, No. 44, Abril de 1990.**

- **Thürlimann B. "Shear Strength Reinforced and Prestressed Concrete--CEB Approach", American Concrete Institute SP-59, 1979.**

- **Ang Beng Ghee, M. J. N. Priestley and T. Paulay "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic Deformations", ACI Structural Journal, Enero - Febrero 1989.**

- **Woodward K. and Jirsa J. "Behavior Classification of Short Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic Deformations" PMFSEL Report No. 80-2, Julio 1980.**

- **M. J. Nigel Priestley, Revindra Verma y Yan Xiao. "Seismic Shear Strength of Reinforced Concret Columns" Journal of Structural Engineering, Vol 20, No.8, Agosto 1994**