

**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POSTGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA UN MODELO DE  
ESTRANGULAMIENTO POR DESLIZAMIENTO DE REFUERZO.**

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de Magíster Scientiae  
en Ingeniería Estructural.

Por:

**Betsy Vera Espinoza**

Septiembre, 2002.

Licencia Creative Commons

Atribución No Comercial - Compartir Igual (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

**DONACION**

**SERBIULA**  
Tulio Febres Cordero

## RESUMEN

El comportamiento dinámico en estructuras de concreto armado depende de aspectos tales como la adherencia entre el concreto y el acero y el confinamiento existente en los elementos que las componen, especialmente en las uniones viga-columna. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal obedecen al nivel de esfuerzo transferido al concreto adyacente, a la longitud de transferencia y a las fuerzas cortantes desarrolladas en la unión viga-columna. Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar agrietamiento diagonal se produce una pérdida de adherencia y el consiguiente deslizamiento del refuerzo. Este comportamiento se refleja en el estrangulamiento de los lazos de histéresis en la curva fuerza-desplazamiento. En este trabajo se propone una expresión para el cálculo del momento deslizante basada en la teoría clásica de concreto armado y que depende del máximo esfuerzo de adherencia desarrollado por las barras de refuerzo. Esta expresión permite obtener el máximo momento que es capaz de resistir la sección sin que se produzca deslizamiento del refuerzo. A partir del momento deslizante se determina el parámetro deslizante  $m_0$  con el cual se representa el estrangulamiento en las curvas histéricas fuerza-desplazamiento características de los elementos de concreto armado. Su precisión es verificada simulando la respuesta de varios ensayos experimentales encontrados en la literatura a través de un modelo histérico de daño con deslizamiento implementado como un elemento finito en el programa Abaqus, y que es capaz de representar el nivel de estrangulamiento presentado en las gráficas fuerza-desplazamiento además de efectos tales como la pérdida de rigidez y resistencia presente en elementos sometidos a cargas cíclicas. La aplicabilidad del modelo se estudia a través del análisis de dos pórticos de concreto armado sometidos a un registro sísmico en la base del mismo, concluyendo que el modelo es capaz de reproducir el comportamiento de estructuras de concreto armado sometidas a cargas cíclicas.

## AGRADECIMIENTO

En el transcurso de la vida, podemos contar con personas que nos impulsan, de una u otra manera al desarrollo de nuestras actividades, es por ello que como persona agradecida quiero manifestar el reconocimiento a:

*Ricardo Picón* quien dedicó su tiempo, conocimiento y orientación en su labor de Tutor para la realización de este trabajo.

*Al profesor Carlos Quintero*, por su guía, apoyo y colaboración en la realización de cada actividad

*Al profesor Julio Flórez*, por su interés y confianza para la exitosa culminación de este trabajo

*A Luis B.*, por su paciencia, ayuda y apoyo incondicional que me impulsaron para seguir adelante.

En fin, a todas aquellas personas que de una u otra forma me prestaron su ayuda incondicional

Para todos mi mejor expresión, su reconocimiento y mi más elevada gratitud

BETSY VERA E.

## INDICE

Capítulo

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>I. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA</b> .....	3
1.1 Modelo de Takeda.....	3
1.2 Modelo de Roufaiel y Meyer.....	3
1.3 Modelo de Park, Reinhorn y Kunnath.....	5
1.4 Modelo Simplificado de Daño.....	7
<b>II. DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DESLIZANTE</b> .....	18
2.1 MODELO HISTERÉTICO DE DAÑO CON DESLIZAMIENTO.....	19
2.2 ESFUERZO DE ADHERENCIA EN BARRAS DE REFUERZO.....	22
2.2.1 Mecanismo de pérdida de adherencia.....	22
2.2.2 Esfuerzo de adherencia en las barras de refuerzo.....	26
Falla de esquina.....	30
Falla por flexión del recubrimiento.....	31
Falla en el plano del armado.....	34
2.3 DETERMINACION DEL MOMENTO DESLIZANTE “ $m_s$ ”.....	36
2.3.1 Longitud de adherencia.....	39
<b>III. VALIDACIÓN DEL MOMENTO DESLIZANTE <math>m_s</math> Y DEL PARÁMETRO <math>m_0</math></b> .....	41
3.1 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA UNIÓN INTERNA DE VIGA PLANA-COLUMNA (QUINTERO Y WIGHT).....	42
3.2 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA UNIÓN EXTERNA DE VIGA PLANA-COLUMNA (LFAVE Y WIGHT).....	46
3.3 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA UNION INTERNA DE VIGA-COLUMNA (DURRANI Y WIGHT).....	50
<b>IV. APLICACIÓN DEL MODELO</b> .....	54
4.1 SIMULACIÓN DEL PÓRTICO DE VIGAS PLANAS.....	55
4.2 SIMULACIÓN DEL PÓRTICO DE “VIGAS NORMALES”.....	63

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial -ii-Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

4.2.1	Diseño del pórtico de “vigas normales” .....	63
V.	<b>CONCLUSIONES</b> .....	71
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	73

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

## INTRODUCCIÓN

Para entender el comportamiento de una estructura sometida a un sismo, ha sido necesario desarrollar teorías y métodos que sean capaces de representar la respuesta no lineal de las mismas.

Para ello se han desarrollado leyes constitutivas que describen el comportamiento de materiales como el concreto y el acero, lo que ha conducido al desarrollo de teorías elásticas, teorías plásticas y modelos de daño que permiten predecir el grado de deterioro de la estructura cuando es sometida a grandes solicitaciones.

Resultados derivados de programas experimentales, indican que la deformación por corte y por flexión no son las únicas fuentes de deformación en elementos de concreto armado. Una parte importante de dicha deformación es debido al deslizamiento del refuerzo principal. Basándose en datos experimentales [2], se obtuvo que la cantidad de deformación debido al deslizamiento del refuerzo principal fue de un 20 a un 50 por ciento de la deformación total.

El Modelo Simplificado de Daño [5], desarrollado en la Universidad de los Andes, es un modelo capaz de reproducir el comportamiento histerético en miembros de concreto armado, combinando los conceptos de la mecánica de la fractura, la teoría del daño continuo y los modelos de plasticidad concentrada.

Este modelo toma en cuenta la pérdida de rigidez y resistencia, así como las deformaciones plásticas, fatiga de bajo ciclaje, la influencia de la variación de la carga axial en el comportamiento a flexión de los miembros y, recientemente, el efecto del deslizamiento del refuerzo longitudinal y el concreto. Este último aspecto desarrollado por Florez y Quintero [7], al incluir en el modelo una ley que describe la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero. Esta nueva ley de comportamiento supone que el deslizamiento del refuerzo puede representarse de manera similar a la empleada en el modelo del deslizamiento de un cuerpo rígido sobre una superficie rugosa.

Se incluye en el modelo una función de deslizamiento que depende de un momento crítico o resistencia al deslizamiento, capaz de representar el estrangulamiento obtenido en las gráficas del comportamiento histerético de los miembros estructurales cuando se produce deslizamiento del refuerzo. La función de resistencia por adherencia depende de múltiples factores entre los que se encuentra el Momento Deslizante, que representa el máximo momento que puede soportar la sección sin que exista pérdida de adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo.

El objetivo principal de este trabajo consiste en desarrollar una expresión para el cálculo del Momento Deslizante introducido en la función de deslizamiento, de tal forma que el estrangulamiento en las curvas de histéresis observadas experimentalmente en miembros de concreto armado sea representado adecuadamente mediante el Modelo de Daño Simplificado.

Puesto que el deslizamiento de las barras de refuerzo, relativo al concreto, ocurre principalmente debido a la pérdida de adherencia, un conocimiento en el mecanismo básico y factores que controlan el deterioro de la adherencia es esencial.

Para esto es necesario considerar el esfuerzo de adherencia en las barras de refuerzo y su transferencia al concreto adyacente, además de los posibles modos de falla en el concreto debido al deslizamiento del refuerzo, y un modelo físicamente razonable para el mecanismo de pérdida de adherencia entre el concreto y el acero.

Se define la ecuación que representa el momento deslizante, basándose en los conceptos básicos de concreto armado y tomando en cuenta el esfuerzo de adherencia en las barras de refuerzo. El modelo es verificado simulando varios resultados experimentales cuyos datos están disponibles en la literatura. Se procede entonces a modelar el comportamiento de pórticos de concreto armado bajo solicitaciones sísmicas, obteniéndose los mapas de daños que reportan el grado de deterioro en los elementos estructurales de los mismos durante su respuesta al sismo.

En el primer capítulo se hace una breve descripción de los modelos teóricos que reproducen el comportamiento histerético en miembros de concreto armado. En especial se describe el modelo de daño simplificado.

En el segundo capítulo se describe el modelo histerético de daño con deslizamiento, para la representación del estrangulamiento. Se describe el esfuerzo de adherencia en las barras de refuerzo, así como el mecanismo de pérdida de adherencia y el consecuente comportamiento histerético en miembros de concreto armado, para dar paso al planteamiento y formulación utilizadas en el cálculo del momento deslizante, el cual es necesario para la representación del efecto de estrangulamiento en el modelo histerético de daño con deslizamiento.

En el tercer capítulo se presenta la validación del modelo, mediante la simulación numérica de varios ejemplos encontrados en la literatura. Esto permite la comparación de los resultados experimentales con los obtenidos en el modelo y por ende la verificación del comportamiento del modelo.

En el cuarto capítulo se realiza la aplicación del modelo, mediante el análisis de dos pórticos sometidos a un registro sísmico, obteniéndose los mapas de daño correspondientes al grado de deterioro en los elementos estructurales.

Finalmente, en el quinto capítulo se establecen las conclusiones obtenidas en este estudio y se hacen algunas recomendaciones.

## CAPITULO I

### REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

El comportamiento histerético en elementos de concreto armado es un fenómeno complejo que depende de varios factores. Para predecir dicho comportamiento en elementos de concreto reforzado sometido a acciones sísmicas, es necesario desarrollar procedimientos analíticos que sean capaces de representar las deformaciones inelásticas a que están sujetos dichos elementos. Con tal propósito se han desarrollado modelos matemáticos que pueden reproducir el comportamiento histerético de elementos de concreto armado, esto es: la pérdida de rigidez, pérdida de resistencia, la capacidad de disipación de energía y la inestabilidad de ciclos histeréticos.

Entre los primeros intentos por obtener la respuesta histerética de un elemento de concreto reforzado se desarrolló el modelo Elasto-Plástico Bilineal, el cual representaba la degradación de la rigidez tomando en consideración que después de la fluencia del acero se produce el endurecimiento por deformación. Algunos modelos analíticos desarrollados hasta ahora se describen brevemente a continuación.

#### 1.1 Modelo de Takeda (1970) [27]

En este modelo se introducen los efectos de plasticidad y degradación de rigidez por agrietamiento. Sin embargo, al ser independiente del número de cargas y descargas, debido a que toma en cuenta sólo el máximo desplazamiento en cualquier ciclo, no representa la degradación de resistencia y rigidez que sufre el elemento por fatiga de bajo ciclaje. Por otra parte, requiere de tres parámetros que deben calibrarse por medio de muchos resultados experimentales y es relativamente complicado pues está definido por medio de 16 reglas histeréticas.

#### 1.2 Modelo de Roufaiel y Meyer (1987) [24]

Para este modelo se toma en cuenta la relación momento curvatura histerética propuesta en el modelo de Takeda, añadiendo el efecto de degradación de resistencia y rigidez debido a la fatiga de bajo ciclaje. La pérdida de rigidez y resistencia de un elemento de concreto armado se presenta si el mismo es deformado mas allá de un cierto nivel crítico durante los ciclos de carga. Además, la capacidad de carga decrece continuamente durante los subsecuentes ciclos de carga. Evaluando datos experimentales, estos investigadores concluyeron que el punto crítico está asociado con la curvatura  $\phi_m$  para la cual el concreto alcanza el valor de deformación  $\epsilon_m$ . Sugirieron también que la pérdida de resistencia es proporcional a la cantidad en que la curvatura crítica a sido excedida. Para simular este comportamiento proponen reemplazar el punto máximo de carga por un punto artificial para la rama de recarga, definido éste por ensayos experimentales. ( ver Figura 1.1)

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

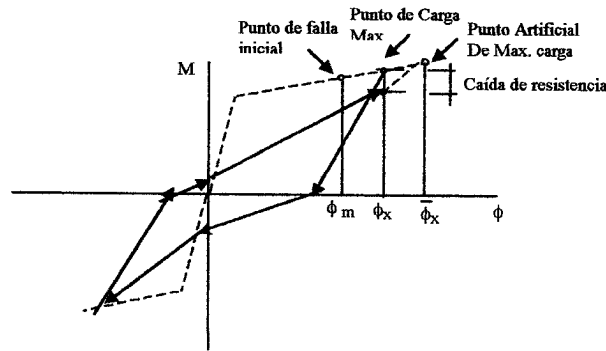


Figura 1.1 Modelo para la Degradación de Resistencia. [24]

Para modelar el estrangulamiento presentado en los lazos histeréticos Roufaiel y Meyer [24] establecen la correlación entre el grado de estrangulamiento y la magnitud relativa de corte en la sección que se está considerando. Para fuerzas de corte pequeñas, no se observa el estrangulamiento. La curva de recarga es recta y cruza la curva de carga elástica inicial en un punto de “estrangulamiento nulo” ( $M_n, \phi_n$ ) (ver Figura 1.2). Por otro lado, para fuerzas de corte grandes, las curvas de recarga tienen un grado de estrangulamiento, que puede ser caracterizado por el punto ( $M_p, \phi_p$ ), donde la curva de recarga traspasa la curva inicial elástica; dicho punto es determinado en función de la relación  $a/d$  (luz de corte/profundidad de la sección rectangular) de acuerdo a las siguientes relaciones empíricas:

$$M_p = \alpha_p M_n ; \phi_p = \alpha_p \phi_n \quad (1.1)$$

donde:

$$\begin{aligned} \alpha_p &= 0 \quad \text{para } a/d = 1.5; \\ \alpha_p &= 0.4 a/d - 0.6 \quad \text{para } 1.5 < a/d < 4.0; \\ \alpha_p &= 1 \quad \text{para } a/d \geq 4.0 \end{aligned}$$

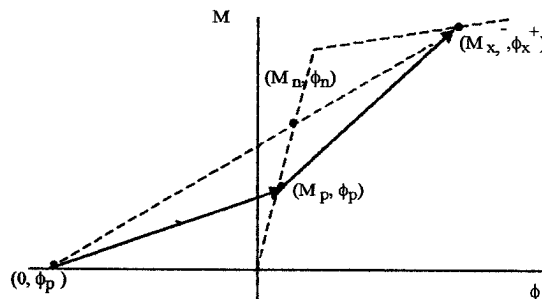


Figura 1.2 Representación del estrangulamiento en los lazos histeréticos [24]

### 1.3 Modelo de Park, Reinhorn y Kunnath (1987)

Este modelo es implementado en el programa de análisis no lineal IDARC (Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete) [19], el cual permite representar el comportamiento histerético en elementos de concreto armado. Las propiedades histeréticas en el modelo son obtenidas mediante la combinación de una relación momento–curvatura trilineal y tres parámetros que determinan la degradación de rigidez, el deterioro de la resistencia y el estrangulamiento característicos de la curva de comportamiento en elementos de concreto armado.

El parámetro  $\alpha$  representa el grado de degradación de rigidez así como el área encerrada en el lazo de histéresis, el cual es introducido fijando un punto común “A” en términos del momento de cedencia en la curva inicial extrapolada y asume que las líneas de recarga permanecen sobre este punto hasta que llegan al eje X (Fig. 1.3).

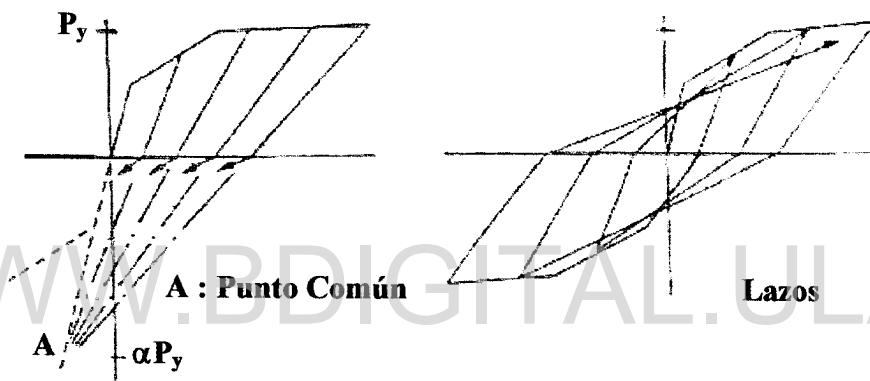


Figura 1.3 Efecto del parámetro  $\alpha$  para la degradación de rigidez [19]

El estrangulamiento característico en las curvas de histéresis debido al deslizamiento del refuerzo es representado por el parámetro  $\gamma$ . Se reduce el punto máximo A hasta un nivel  $\gamma P_y$  a lo largo de las líneas de recarga cuando estas cruzan el eje Y para  $M=0$  (Fig.1.4). Los puntos de recarga toman este nuevo punto B hasta que alcanzan la deformación de agrietamiento, después de lo cual la rigidez de la trayectoria de recarga toma nuevamente el punto máximo A. La introducción de este estrangulamiento permite la reducción en el área de los lazos de histéresis e indirectamente la cantidad de disipación de energía.

El parámetro  $\beta$  especifica el valor de degradación de resistencia entre dos ciclos  $i$  e  $i+1$  (Fig.1.5), y se calcula mediante la definición del índice de daño, el cual es una combinación lineal de la máxima deformación “ $\delta_m$ ” y la energía histerética absorbida  $\int dE$ .

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_Y} \int dE \quad (1.2)$$

donde:

$D$  = índice de daño.

$\delta_u$  = deformación última bajo cargas monotónicas

$P_y$  = resistencia de cedencia

El parámetro  $\beta$  da la relación del incremento de daño causado por el incremento de la máxima respuesta,  $d\delta_m/\delta_u$ , y el incremento de la energía histérica normalizada,  $dE/(\delta_u P_y)$ , como sigue:

$$\beta = \frac{d\delta_m / \delta_u}{dE / (\delta_u P_y)} = \frac{d\delta_m}{dE / P_y} \quad (1.3)$$

El valor de  $\beta$  puede ser determinado como una función de varios parámetros. Los parámetros  $\alpha$  y  $\gamma$  son difíciles de cuantificar. El resultado de muchos ensayos para definir variables tales como relación luz-corte, relación de refuerzo y el esfuerzo axial pueden ser necesarios para determinar dichos parámetros. Stone y Taylor [25] sugieren que los valores apropiados para dichos parámetros varían con respecto al tipo de estructura, las propiedades del material y la calidad de la construcción, para lo cual sería necesario la afinación de dichos parámetros por medio de ensayos experimentales que tomen en cuenta dichas variables.

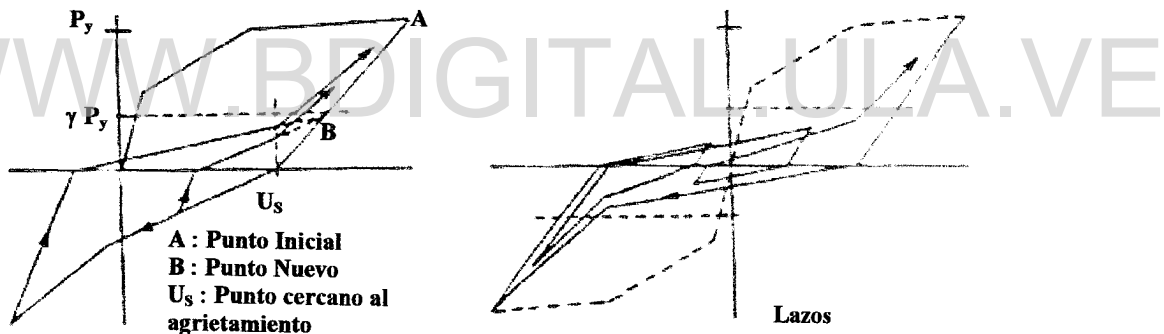


Figura 1.4 Efecto del parámetro  $\gamma$  para estrangulamiento de la curva histérica [19]

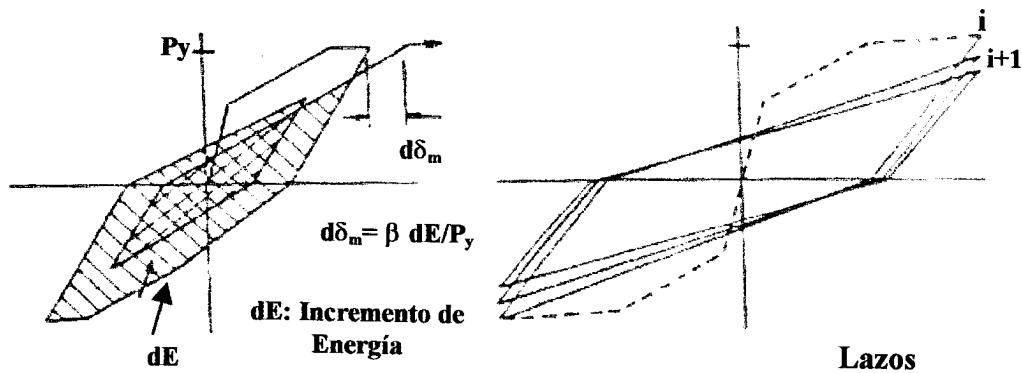


Figura 1.5 Efecto del parámetro  $\beta$  para el deterioro de la resistencia. [19]

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial  $\delta$  Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

## 1.4 Modelo Simplificado de Daño.

En el año 1993, Florez-López [5] basándose en los conceptos de la mecánica de los medios continuos, la mecánica de la fractura y el modelo de disipación concentrada, propone un modelo de daño simplificado para pórticos de concreto armado. Este modelo combina la definición de la variable de daño en la mecánica de medios continuos con el concepto de rótula plástica, permitiendo la incorporación de efectos como: deformaciones permanentes, pérdida de rigidez y de resistencia. Este modelo se diferencia de otros fundamentalmente en que los parámetros utilizados en el mismo pueden ser calculados mediante la resolución de un sistema de ecuaciones no lineales, y son función de propiedades del miembro tales como: momento de agrietamiento, momento plástico, momento último y la curvatura última.

Con el fin de incorporar en el modelo de daño los efectos de plasticidad debido a la fluencia del acero y degradación del material por el agrietamiento del concreto, se desarrolla el **Modelo simplificado de daño bajo cargas monotónicas**, basado en los conceptos de la termodinámica de medios continuos, el cual considera dos variables internas: índice de daño y deformaciones plásticas. Este modelo es incorporado en un programa llamado SUPERDEG [5] desarrollado como un elemento finito, el cual puede ser incorporado en cualquier programa comercial de elementos finitos que pueda realizar análisis no lineal de estructuras.

El modelo es definido mediante una ley de comportamiento, ecuaciones de equilibrio y las ecuaciones cinemáticas. La ley de comportamiento se conforma por la ley de estado y las leyes de evolución. La ley de estado relaciona los *esfuerzos generalizados* a un cierto instante  $t$  con la historia de *deformaciones generalizadas* en ese momento. Las leyes de evolución permiten definir como evolucionan las variables internas del modelo a lo largo del análisis. Las ecuaciones de equilibrio permiten relacionar las fuerzas externas con las fuerzas internas de los miembros y de la estructura. Las ecuaciones cinemáticas relacionan las deformaciones generalizadas del miembro con los desplazamientos nodales a los cuales el miembro está vinculado.

Desarrollando el modelo, supongamos que en un miembro de un pórtico las *deformaciones generalizadas* son las rotaciones o giros en los extremos  $i$  y  $j$ , denominadas  $\phi_i$  y  $\phi_j$  y medidas respecto a la cuerda  $i$ - $j$  de la barra desplazada, y la deformación axial  $\delta$ , como se muestra en la Figura 1.6. Por lo tanto la matriz de deformaciones generalizadas se denotará:  $\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\}$

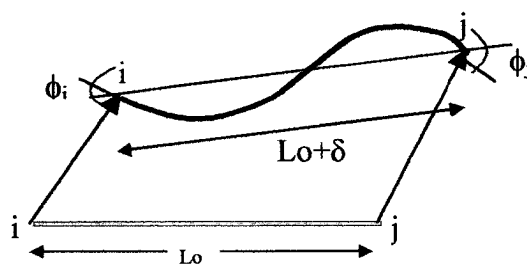


Figura 1.6 Deformaciones generalizadas en un miembro de un pórtico.

Así mismo los *esfuerzos generalizados* están definidos por la matriz:  $\{M\}^t = (m_i, m_j, n)$ . Donde  $m_i$  y  $m_j$  corresponden a los momentos flectores en los extremos del miembro y  $n$ , a la fuerza axial.



Figura 1.7 Esfuerzos generalizados en un miembro de un pórtico.

Las ecuaciones cinemáticas se establecen mediante la relación geométrica entre las deformaciones generalizadas y los desplazamientos en un miembro.

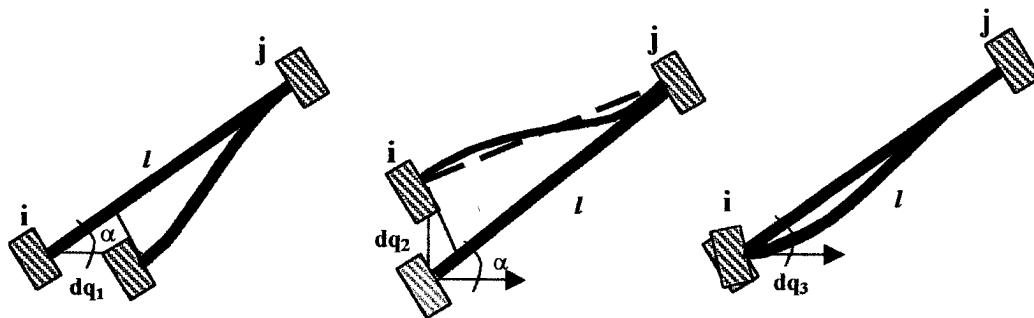


Figura 1.8 Deformaciones generalizadas en el miembro  $i-j$  producidas por movimientos diferenciales de los desplazamientos del nodo  $i$

Si se supone un miembro de un pórtico sometido a un incremento diferencial  $dq_1$  en el extremo  $i$  se puede determinar la relación entre los desplazamientos impuestos y las deformaciones generadas, mediante las siguientes expresiones:

$$d\Phi_i = dq_1 \frac{\text{sen}\alpha}{l} \quad d\Phi_j = dq_1 \frac{\text{sen}\alpha}{l} \quad d\delta = -dq_1 \cos\alpha \quad (1.4)$$

donde:

$l$ : longitud de la cuerda  $i-j$

$\alpha$ : ángulo de la cuerda con respecto al eje X en la configuración en la cual se produce la perturbación.

De manera análoga se obtienen los incrementos en las deformaciones que se generan al aplicar los desplazamientos diferenciales  $dq_2, dq_3$  para el nodo  $i$ , y  $dq_4, dq_5, dq_6$  para el nodo  $j$ .

Para el caso general en el cual se producen desplazamientos en todos los grados de libertad del miembro al mismo tiempo, se obtiene la siguiente expresión:

$$\{d\Phi\} = [B_i(q)]\{dq\} \quad (1.5)$$

donde:  $[B_i(q)]$  es la matriz de transformación local y es función de los desplazamientos.

$$[B_i(q)] = \begin{bmatrix} \frac{\text{sen}\alpha(q)}{l(q)} & -\frac{\text{cos}\alpha(q)}{l(q)} & 1 & -\frac{\text{sen}\alpha(q)}{l(q)} & \frac{\text{cos}\alpha(q)}{l(q)} & 0 \\ \frac{\text{sen}\alpha(q)}{l(q)} & -\frac{\text{cos}\alpha(q)}{l(q)} & 0 & -\frac{\text{sen}\alpha(q)}{l(q)} & \frac{\text{cos}\alpha(q)}{l(q)} & 1 \\ -\text{cos}\alpha(q) & -\text{sen}\alpha(q) & 0 & \text{cos}\alpha(q) & \text{sen}\alpha(q) & 0 \end{bmatrix} \quad (1.6)$$

Para obtener la matriz de transformación global se establece una relación entre los desplazamientos globales de una estructura y las deformaciones de una barra  $b$ , introduciendo columnas adicionales en la matriz de transformación del elemento

$$[B(U)]_b = \begin{bmatrix} 0 & \dots & \frac{\text{sen}\alpha(q)}{l} & -\frac{\text{cos}\alpha(q)}{l} & 1 & \dots & -\frac{\text{sen}\alpha(q)}{l} & \frac{\text{cos}\alpha(q)}{l} & 0 & \dots \\ 0 & \dots & \frac{\text{sen}\alpha(q)}{l} & -\frac{\text{cos}\alpha(q)}{l} & 0 & \dots & -\frac{\text{sen}\alpha(q)}{l} & \frac{\text{cos}\alpha(q)}{l} & 1 & \dots \\ 0 & \dots & -\text{cos}\alpha(q) & -\text{sen}\alpha(q) & 0 & \dots & \text{cos}\alpha(q) & \text{sen}\alpha(q) & 0 & \dots \end{bmatrix} \quad (1.7)$$

1, ..... ,  $3i-2$ ,  $3i-1$ ,  $3i$ , ..... ,  $3j-2$ ,  $3j-1$ ,  $3j$ , .....

Con lo cual la ecuación cinemática para grandes desplazamientos y deformaciones queda expresada de la siguiente manera:

$$\{d\Phi\}_b = [B(U)]_b \{du\} \quad (1.8)$$

Para el caso de pequeños desplazamientos puede considerarse un comportamiento lineal simplificado y la matriz de transformación permanece constante a lo largo del análisis, por lo tanto:

$$[B(U)] \cong [B_0] \quad (1.9)$$

Donde  $[B_0]$  es la matriz de transformación de la configuración inicial y la ecuación cinemática para este caso se puede expresar como:

$$\{\Phi\} = [B_0]\{q\} \quad (1.10)$$

La condición de equilibrio en los nodos y en los miembros establece que las fuerzas externas de una estructura deben ser iguales a la suma de las fuerzas internas, para el caso estático se tiene:

$$\begin{aligned} F_{ext} - F_{int} &= 0 \\ \{P\} - \Sigma\{Q\} &= 0 \end{aligned} \quad (1.11)$$

En el caso dinámico se toman en cuenta las fuerzas inerciales obteniéndose:

$$\sum_{b=1}^m \{Q\} + \sum_{b=1}^m [m] \left\{ \ddot{q}(t) \right\}_b - \{P(t)\} = 0 \quad (1.12)$$

La ecuación de equilibrio que relaciona las fuerzas internas del miembro con los esfuerzos generalizados se expresa como:

$$\{Q\} = [B(q)]^T \{M\} \quad (1.13)$$

La ley de comportamiento define la relación entre los esfuerzos y las deformaciones generalizadas del miembro de la estructura y se determina a través de la ley de estado, relacionando las deformaciones linealmente con los esfuerzos, como sigue:

$$\{\phi\} = \left\{ \frac{\partial W^*}{\partial M} \right\} = [F_0] \{M\} \quad (1.14)$$

donde  $W^*$  es la energía de deformación complementaria de un miembro elástico, y  $[F_0]$  es la matriz de flexibilidad del miembro, así expresadas:

$$W^* = \frac{1}{2} \{M\}^T [F_0] \{M\} \quad (1.15)$$

y la matriz de flexibilidad:

$$[F_0] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{AE} \end{bmatrix} \quad (1.16)$$

Ahora bien, aplicando el concepto de rótulas plásticas a la definición de miembro se obtiene un elemento compuesto por una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas en los extremos (Fig. 1.9). Partiendo de la hipótesis de plasticidad concentrada se introduce una nueva variable interna, la matriz de *deformaciones generalizadas inelásticas*, aceptando que en dichas rótulas se concentra toda la disipación de energía del miembro debido a fenómenos inelásticos.

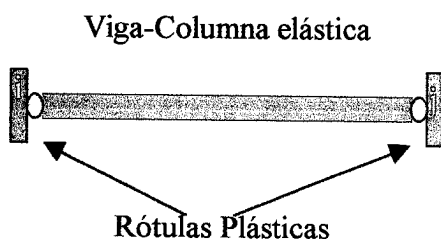


Figura 1.9 Rótula plástica en una viga-columna elástica.

$$\{\Phi^r\} = \begin{Bmatrix} \phi_i^r \\ \phi_j^r \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.17)$$

donde :  $\phi_i^r$  deformaciones inelásticas en  $i$   
 $\phi_j^r$  deformaciones inelásticas en  $j$

Las deformaciones generalizadas totales  $\{\Phi\}$  se obtienen al sumar las deformaciones de la viga-columna elástica  $\{\Phi^{vc}\}$  y las deformaciones inelásticas generalizadas producidas en la rótula  $\{\Phi^r\}$ . Las deformaciones permanentes  $\{\Phi^p\}$  debido a la fluencia del acero se concentran en las rótulas inelásticas así como también las deformaciones por daño  $\{\Phi^d\}$  debidas al agrietamiento del concreto o a la pérdida de rigidez o resistencia.

$$\{\Phi\} = \{\Phi^{vc}\} + \{\Phi^r\} \quad (1.18)$$

donde :

$$\{\Phi^r\} = \{\Phi^d\} + \{\Phi^p\} \quad (1.19)$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (1.18) se obtiene:

$$\{\Phi\} = \{\Phi^{vc}\} + \{\Phi^p\} + \{\Phi^d\} \quad (1.20)$$

ó

$$\{\Phi\} - \{\Phi^p\} = \{\Phi^{vc}\} + \{\Phi^d\} \quad (1.21)$$

Basado en la teoría del daño continuo se introduce una nueva variable interna que representa el daño en un elemento, esto es, la intensidad de micro fisuras y micro grietas, las cuales tienen una influencia importante en el comportamiento elástico o elastoplástico del material. Se establece entonces la ley de estado para un material elastoplástico dañado a partir de la ley de estado en el modelo elastoplástico perfecto (Ec.1.22) tomando en cuenta la hipótesis de equivalencia en deformaciones, la cual establece que el comportamiento de un material dañado puede ser expresado mediante las mismas ecuaciones del material intacto, sustituyendo el esfuerzo de Cauchy por el esfuerzo efectivo, por lo tanto:

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (1.22)$$

$$\sigma = (1-d)E(\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (1.23)$$

La ecuación (1.23) representa la ley de estado para materiales elastoplásticos dañados, donde  $\sigma$  es el esfuerzo nominal,  $d$  es el daño,  $E$  el módulo de elasticidad,  $\varepsilon$  la deformación unitaria total y  $\varepsilon_p$  la deformación unitaria plástica o permanente.

Para el caso particular de la fuerza axial tenemos:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\frac{N}{A} = (1-d_n)E(\delta - \delta^p)$$

$$\delta - \delta^p = \frac{N}{AE(1-d_n)}$$

$$\delta - \delta^p = \frac{F_0^{33}}{(1-d_n)} N$$

$$\delta - \delta^p = \delta^{ve} + \delta^d = \frac{F_0^{33}}{(1-d_n)} N$$

$$\delta^{ve} = F_0^{33} N$$

$$\delta^d = \left( \frac{F_0^{33}}{(1-d_n)} - F_0^{33} \right) N$$

$$\delta^d = \frac{d_n F_0^{33}}{1-d} N \quad (1.24)$$

El término (1.24) representa el comportamiento de un material elasto-plástico degradable sometido solo a carga axial, de forma análoga se obtienen los otros términos de la diagonal principal.

Se establece un conjunto de variables de daños mediante dos matrices de daño expresadas como:  $D^+ = (d^+_i, d^+_j)$  y  $D^- = (d^-_i, d^-_j)$ . Los elementos de las matrices de daño representan el estado de agrietamiento del miembro. Estas variables pueden tomar valores entre cero y uno. Si la variable de daño toma un valor de cero corresponde a una rótula

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial 12 Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

intacta, no hay deterioro del material. Si el parámetro de daño toma un valor de uno, representa una rótula completamente degradada sin ninguna rigidez a la flexión y tiene el mismo comportamiento de una articulación interna en el pórtico elástico. Los superíndices + y -, representan el daño (agrietamiento) debido a momentos positivos y negativos, respectivamente, lo que permite tomar en cuenta el daño para efectos reversibles.

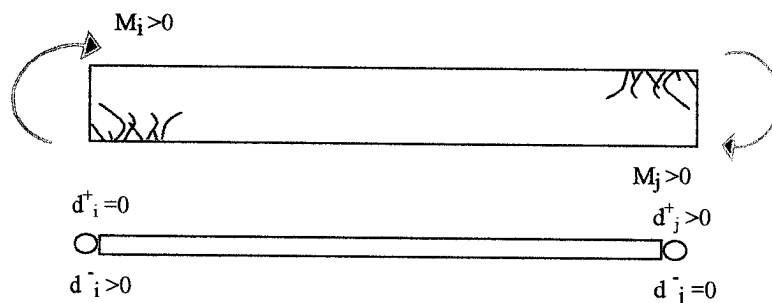


Figura 1.10 Representación del estado de agrietamiento de un elemento de concreto armado.

La ley de estado para las rótulas inelásticas por daño queda expresada como:

$$\{\phi^d\} = [C(D)] \{M\} \quad (1.25)$$

donde  $[C(D)]$  es la matriz de flexibilidad de la rótula inelástica por daño, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$[C(D)] = \begin{bmatrix} \frac{diF_{11}}{(1-d_i)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{djF_{22}}{(1-d_j)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{dnF_{33}}{(1-d_n)} \end{bmatrix} \quad (1.26)$$

Los términos  $F_{11}$ ,  $F_{22}$ ,  $F_{33}$  representan los términos de la diagonal principal de la matriz de flexibilidad de un miembro elástico.

Sustituyendo la ecuación (1.14) y la ecuación (1.25) en la ecuación (1.21) se tiene la ley de estado de un miembro elasto-plástico degradable, y por lo tanto se tiene:

$$\begin{aligned} \{\Phi\} - \{\Phi^P\} &= [F_0] \{M\} + [C(D)] \{M\} \\ \{\Phi\} - \{\Phi^P\} &= [[F_0] + [C(D)]] \{M\} \end{aligned} \quad (1.27)$$

Se establece ahora la ley de estado que permite relacionar las deformaciones y esfuerzos generalizados, por medio de la energía de deformación complementaria [6]:

$$\{\Phi - \Phi^P\} = F(D^+) \{M^+\} + F(D^-) \{M^-\} \quad (1.28)$$

Donde los términos  $F(D^+)$  y  $F(D^-)$  representan las matrices de flexibilidad del miembro dependiendo del daño positivo y negativo, respectivamente,  $M^+$  y  $M^-$  representan la parte positiva y negativa de los esfuerzos generalizados, respectivamente.

$$[F(D)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI(1-d_j)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{EA(1-d_n)} \end{bmatrix} \quad (1.29)$$

Por otro lado, se define la energía de deformación complementaria para un elemento elasto-plástico degradable como la suma de  $W^*$  (Ec.1.15) más la energía de deformación en la rótula por el daño:

$$U^* = W^* + \frac{1}{2} \{M\}^T [C(D)] \{M\}$$

$$U^* = \frac{1}{2} \{M\}^T [F(D)] \{M\} \quad (1.30)$$

Se definen las *fuerzas termodinámicas* relacionadas con las dos variables de daño por medio del criterio de Griffith utilizando dos tasas de disipación de energía; las cuales caracterizan el proceso de agrietamiento del concreto en el miembro. Así,

$$\{G\}^T = (G_i, G_j) = \left( \frac{\partial U^*}{\partial d_i}, \frac{\partial U^*}{\partial d_j} \right) = \left( \frac{m_i^2 F_{11}^0}{2(1-d_i)^2}, \frac{m_j^2 F_{22}^0}{2(1-d_j)^2} \right) \quad (1.31)$$

donde  $G_i$  y  $G_j$  representan las tasas de disipación de energía de las rótulas  $i$  y  $j$ , respectivamente.

En 1997, Thomson, Bendito, y Flórez, J. [28], por medio de la mecánica de la fractura proponen una ley de evolución, que permite representar el efecto de fatiga de bajo ciclaje.

$$\begin{cases} d_i^+ = \frac{(G_i^+)^2}{R(d_i^+)^2 \frac{\partial R}{\partial d_i^+}} \langle G_i^+ \rangle & \text{si } G_i^+ \geq G_{cr}^+ \\ d_i^+ = 0 & \text{en caso contrario} \end{cases} \quad (1.32)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial<sub>14</sub> Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Esta ley permite la representación de los efectos de fatiga de bajo ciclaje e incluye el criterio de Griffith como un caso particular. La resistencia al agrietamiento  $R(d)$  es función del daño y su expresión es:

$$R(d) = G_{cr} + q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} \quad (1.33)$$

donde  $G_{cr}$  y  $q$  son constantes características del miembro.

En la teoría de pórticos elastoplásticos la aparición de rotaciones plásticas en una rótula inelástica no dañada se representa por medio de la función de fluencia. Para el caso de endurecimiento cinemático no lineal la función de fluencia tiene la expresión:

$$f_i^y = |m_i - c\phi_i^p| - m_y; \quad f_j^y = |m_j - c\phi_j^p| - m_y \quad (1.34)$$

Donde  $f_i^y$  y  $f_j^y$  representan las funciones de fluencia de las rótulas  $i$  y  $j$  respectivamente,  $m_y$  es el momento de fluencia de la sección (parámetro del modelo) y  $c$  es la pendiente de la rama de endurecimiento. Ahora bien, para tomar en cuenta la influencia del agrietamiento del concreto en el proceso de plastificación de la rótula se introducen dos conceptos de la teoría de daño continuo: el esfuerzo efectivo y la hipótesis de equivalencia en deformación. El esfuerzo efectivo puede definirse como:

$$\tilde{m} = \begin{cases} \frac{m_i}{1-d_i^+} & \text{si las grietas correspondientes a daño positivo están abiertas} \\ m & \\ \frac{m}{1-d_i^-} & \text{si las grietas correspondientes a daño negativo están abiertas} \end{cases} \quad (1.35)$$

Sustituyendo el esfuerzo nominal por el esfuerzo efectivo en las ecuaciones que caracterizan al cuerpo intacto se establece el comportamiento de la estructura dañada siguiendo la hipótesis de equivalencia en deformaciones.

Por lo tanto la función de fluencia para una rótula dañada se puede expresar:

$$f_i^y = \max \left( \frac{m_i}{1-d_i^+} - c^+ \phi_i^p - m_y^+; -\frac{m_i}{1-d_i^-} + c^- \phi_i^p - m_y^- \right) \quad (1.36)$$

Los parámetros del modelo,  $c$ ,  $M_y$ ,  $G_{cr}$  y  $q$  son función de las propiedades del miembro, tales como momentos de agrietamiento ( $M_{cr}$ ), momento plástico ( $M_p$ ), momento último ( $M_u$ ) y deformación última plástica ( $\phi_u^p$ ), y pueden ser calculados a través de la resolución de un sistema de ecuaciones no lineales que en el caso de cargas monotónicas debe cumplir las siguientes condiciones de borde:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$\begin{aligned}
\text{Si } M = M_{cr} \quad d = 0 \quad \text{y} \quad g = 0 & \quad (a) \\
\text{Si } M = M_p \quad \phi^p = 0 \quad , \quad g = 0 \quad \text{y} \quad f = 0 & \quad (b) \\
\text{Si } M = M_u \quad dM = 0 \quad \text{y} \quad g = 0 & \quad (c) \\
\text{Si } M = M_u \quad \phi^p = \phi_u^p \quad , \quad g = 0 \quad \text{y} \quad f = 0 & \quad (d)
\end{aligned} \tag{1.37}$$

La expresión para la función de daño “g” es (según el criterio de Griffith):

$$g = G - R(d) \quad \text{ó} \quad g = G - G_{cr} - q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} \tag{1.38}$$

Con la condición de borde (a) y la función de daño “g” se determina el parámetro  $G_{cr}$ , suponiendo que comienza el proceso de daño  $d = 0$  y  $g = 0$ , de la ecuación (1.38) tenemos:

$$g = G - G_{cr} - q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} = 0$$

por lo tanto  $G = G_{cr}$  y de la ecuación (1.31) tenemos:

$$G = \frac{F^0 M^2}{2(1-d)^2} \quad G_{cr} = \frac{F^0 M_{cr}^2}{2} \tag{1.39}$$

Para obtener el parámetro “q” se debe cumplir la condición de borde en (c) en función del momento ultimo, en este caso el daño es igual al daño ultimo ( $d = d_u$ ) y la función de daño “g” es igual a cero ( $g = 0$ ), por lo tanto de la ecuación (1.38) tenemos:

$$G = G_{cr} + q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)}$$

sustituyendo el valor de “G” de la ecuación (1.31) la expresión queda:

$$\frac{F^0 M^2}{2(1-d)^2} = G_{cr} + q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} \tag{1.40}$$

luego de derivar implícitamente la ecuación anterior respecto al daño cumpliendo la condición de borde  $dM = 0$  si  $M = M_u$ , se tiene:

$$\frac{2MF^0 dM}{2} = -2G_{cr}(1-d) - q[\ln(1-d) + 1] = 0 \tag{1.41}$$

quedando el siguiente sistema de ecuaciones mediante las cuales se obtienen los parámetros “q” y “ $d_u$ ”:

$$-2G_{cr}(1-d) - q[\ln(1-d) + 1] = 0 \tag{1.42}$$

$$\frac{F^0 M u^2}{2(1-du)} - G_{cr}(1-du) = q \ln(1-du) \quad (1.43)$$

Con la condición de borde (1.35 (b)) en la cual se cumple que  $M = M_p$ ,  $\phi^p = 0$ , ya existe daño por lo tanto la función de daño  $g = 0$  y comienza la plasticidad  $f = 0$  se obtiene el parámetro “My” tomando en cuenta la función de fluencia y la función de daño.

$$f = M - (1-d)c\phi^p - (1-d)My = 0 \quad (1.44)$$

$$g = G - G_{cr} - q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} = 0$$

sustituyendo en las ecuaciones anteriores  $M = M_p$ ,  $\phi^p = 0$  y  $d = dp$  se obtiene un sistema de ecuaciones no lineales con las cuales se calculan los parámetros My y dp:

$$\frac{F^0 M_p^2}{2(1-dp)^2} = G_{cr} + q \frac{\ln(1-dp)}{(1-dp)} \quad (1.42)$$

$$My = \frac{M_p}{(1-dp)} \quad (1.43)$$

finalmente haciendo cumplir la condición de borde 1.35(d) se obtiene el valor del parámetro “c” tomando en cuenta la función de fluencia y considerando que  $M = M_u$ ,  $\phi^p = \phi_u^p$ ,  $f = 0$ , por lo tanto:

$$f = M - (1-d)c\phi^p - (1-d)My = 0$$

$$c = \frac{\frac{M_u}{(1-du)} - My}{\phi_u^p} \quad (1.44)$$

El modelo de daño anteriormente descrito esta compuesto por la ley de estado, las leyes de evolución del daño y la ley de evolución de las deformaciones plásticas con la función de fluencia para las rótulas i y j. Para calcular los diversos parámetros del modelo debe resolverse un sistema de ecuaciones con las expresiones, (1.39, 1.42,1.45,1.47) para momentos positivos y negativos en las rótulas i y j.

## CAPITULO II

### DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DESLIZANTE ( $m_s$ )

La teoría clásica del comportamiento del concreto reforzado se fundamenta, entre otras cosas, en que exista una adherencia perfecta en la interfase entre el concreto y el acero de refuerzo, de manera que no ocurra deslizamiento entre los dos materiales. Así, la deformación unitaria en una barra de refuerzo embebida cuando esta sometida a compresión o tracción, es la misma que la del concreto adyacente (Nilson et al [17]). Con la utilización de las barras corrugadas, se dispone de un alto grado de entrelazamiento mecánico por lo que esta hipótesis está muy cerca de la realidad. Sin embargo, cuando un elemento de concreto armado es sometido a solicitaciones cíclicas, agrietamiento, grandes esfuerzos cortantes, esta situación puede cambiar, es decir la adherencia perfecta deja de existir.

En ensayos experimentales realizados a especímenes de concreto armado (Durrani y Wight [3]), se observa que la capacidad de absorción de energía de las juntas se ve reducida por factores como la deformación por corte, así como el *deslizamiento* de las barras de refuerzo. Dicha reducción puede apreciarse en el estrangulamiento de los lazos histeréticos de la gráfica fuerza–desplazamiento. El agrietamiento presentado en el núcleo de una junta viga-columna debido al nivel de corte en la misma es un factor importante que afecta la adherencia entre la barra de refuerzo y el concreto. Otro factor importante en la pérdida de anclaje para las barras de refuerzo de las vigas y columnas es la formación de articulaciones plásticas en las caras de la junta, debido a que allí se desarrollan grietas por flexión que pasan a través de dicha junta y contribuyen a la pérdida parcial de adherencia en las barras de refuerzo. Por lo tanto, a menos que las articulaciones plásticas estén alejadas de la junta, la pérdida de adherencia, y en consecuencia el deslizamiento de las barras que pasan a través de la misma, es inevitable.

Como se mencionó en el capítulo precedente, en la Universidad de los Andes se ha desarrollado un *modelo de daño simplificado* [5] el cual incluye efectos tales como deformaciones permanentes, pérdida de rigidez y pérdida de resistencia en elementos de concreto armado. En este trabajo se incorpora el efecto de estrangulamiento por la pérdida de adherencia (Florez y Quintero [7]) entre el refuerzo y el concreto. Esto se hace combinando el concepto de rótula plástica con los métodos de la mecánica de la fractura y la teoría del daño continuo, incluyéndose una nueva función de deslizamiento en la ley de comportamiento, permitiendo la generación de deformaciones plásticas debido a la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

## 2.1 MODELO HISTERÉTICO DE DAÑO CON DESLIZAMIENTO.

La función de fluencia (Ec.1.34) del modelo histerético de daño toma en cuenta la aparición de rotaciones permanentes solo por el efecto de la fluencia del refuerzo. El estrangulamiento en las curvas histeréticas de comportamiento de elementos de concreto armado es debido a la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo. El deslizamiento entre los dos materiales genera la presencia de rotaciones permanentes en los elementos de concreto armado. Florez y Quintero [7], proponen un modelo para la simulación de la degradación de la adherencia y deslizamiento del refuerzo. Este efecto es representado empleando un modelo similar al deslizamiento de un cuerpo rígido sobre una superficie rugosa, el cual establece que solo puede haber deslizamiento del cuerpo si la fuerza aplicada sobre él alcanza un cierto valor crítico  $F_s$ . Para ello introducen una función de deslizamiento de una rótula dañada

Se establecen dos funciones de deslizamiento  $f_i^s$  y  $f_j^s$ , una para cada rótula, mediante la siguiente expresión:

$$f_i^s = |m_i| - m_s \qquad f_j^s = |m_j| - m_s \qquad (2.1)$$

donde,  $m_s$  es el momento crítico o resistencia al deslizamiento, llamado momento deslizando. Dicho valor se ve afectado por múltiples factores y su cuantificación es un problema complejo es por ello que Florez y Quintero introducen una expresión que representa la forma estrangulada de las curvas de histéresis observada experimentalmente cuando se produce el deslizamiento del refuerzo:

$$m_s = -m_0 \exp(-\lambda \phi_i^p) \qquad (2.2)$$

Donde  $m_0$  y  $\lambda$  son parámetros que dependen de las propiedades del elemento.

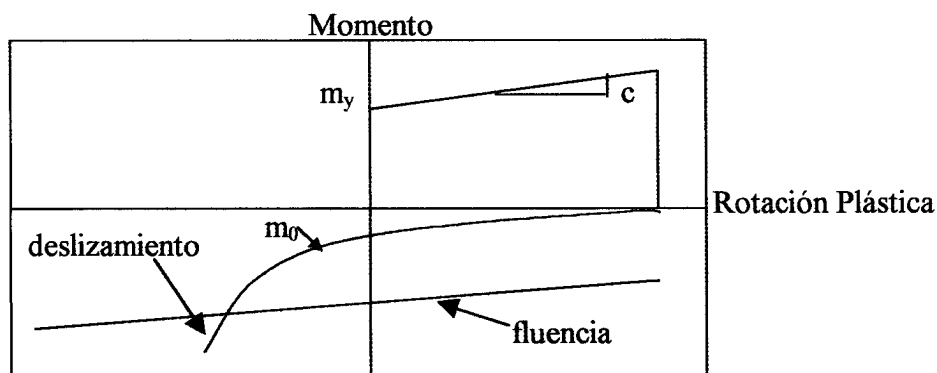


Figura 2.1 Rótula plástica con fluencia y deslizamiento del refuerzo.

El modelo representado en la Figura 2.1 obedece a la siguiente ley de evolución:

$$\begin{cases} d\phi_i^p = 0 & \text{si } f_i < 0 \text{ o } \dot{f}_i < 0 \\ d\phi_i^p \neq 0 & \text{si } f_i = 0 \text{ y } \dot{f}_i = 0 \end{cases} \quad f_i = \max(f_i^y, f_i^s) \quad (2.3)$$

En la Figura 2.1 se observa que el comportamiento de la rótula pasa de la curva de deslizamiento a la de fluencia; esto ocurre cuando, para el mismo valor de rotación plástica, la función de fluencia pasa a ser mayor que la función de deslizamiento. Para una rotación plástica nula y un elemento no agrietado, la resistencia al deslizamiento toma el valor de  $m_0$ . Por otra parte, cuando el momento negativo aumenta en valor absoluto, la resistencia al deslizamiento también aumenta y tiende hacia infinito. La constante  $\lambda$  caracteriza la velocidad de recuperación del momento deslizante. En el punto de intersección de las dos funciones (plástica y deslizamiento) (Fig. 2.1), el refuerzo deja de deslizar para empezar a fluir, obteniéndose así dos mecanismos en el comportamiento de la sección, fluencia y deslizamiento, determinados por los parámetros del modelo “ $m_y$ ” y “ $m_0$ ” respectivamente.

La función de deslizamiento tomando en cuenta el agrietamiento del elemento, el cual tiene una gran influencia sobre el fenómeno de pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, es:

$$f_i^s = \max\left(\frac{m_i}{1-d_i^+} - m_0^+ \exp(\lambda^+ \phi_i^p), -\frac{m_i}{1-d_i^-} - m_0^- \exp(-\lambda^- \phi_i^p)\right) \quad (2.4)$$

Esta nueva función de deslizamiento caracteriza el **efecto de estrangulamiento** debido al deslizamiento del refuerzo en elementos de concreto armado.

El parámetro  $\lambda$  se calcula a partir de la función de fluencia considerando que para  $f_i = 0$ ,  $g = 0$ , por lo tanto:

$$f = M - (1-d)c\phi^p - (1-d)My = 0 \quad (2.5)$$

tomando en cuenta el criterio de Griffith y suponiendo que la tasa de disipación de energía alcanza la resistencia al agrietamiento, esto es:

$$\frac{F^0 M^2}{2(1-d)^2} = G_{cr} + q \frac{\ln(1-d)}{(1-d)} \quad (2.6)$$

De (2.6) se calcula el valor de M, llamado en este caso “momento destino” ( $M_{des}$ )

$$M_{des} = \sqrt{2(G_{cr} + \frac{q \ln(1-d)}{(1-d)F^0})(1-d)} \quad (2.7)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial<sup>20</sup> - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Sustituyendo la ecuación (2.7) en la función de fluencia (2.5) se obtiene el valor de la deformación plástica  $\phi^p$ ; sustituyendo el valor del momento de destino ( $M_{des}$ ) y de la deformación plástica en la función de deslizamiento (2.4) se obtiene el valor de  $\lambda$ ,

$$\lambda(d) = \frac{1}{2} \frac{c(1-d) \ln \left( 2 \frac{R(d)(1-d)^2}{m_0^2 F^0} \right)}{\sqrt{\frac{2R(d)(1-d)^2}{F^0} - c m_y + c d m_y}} \quad (2.8)$$

El parámetro  $m_0$  se calcula haciendo cumplir las siguientes condiciones de borde:

$$\begin{aligned} \text{Si } m = m_s, \quad d = d_s, \quad g = 0 & \quad (a) \\ \text{Si } m = m_s, \quad \phi^p = 0, \quad f_s = 0 & \quad (b) \end{aligned} \quad (2.9)$$

A partir de la ecuación (2.6) y tomando en cuenta la ecuación de borde (2.9 (a)) se tiene:

$$\frac{F^0 m_s^2}{2(1-d_s)^2} = G_{cr} + q \frac{\ln(1-d_s)}{(1-d_s)} \quad (2.10)$$

De la ecuación (2.10) se obtiene el valor del parámetro  $d_s$ , que representa el nivel de agrietamiento del elemento cuando el momento alcanza la resistencia al deslizamiento.

El parámetro " $m_0$ " se obtiene cumpliendo la condición de borde (2.9 (b)), tomando en cuenta la función de deslizamiento (2.4), en donde  $f^s = 0$ ,  $\phi^p = 0$ , porque comienza el deslizamiento tenemos:

$$\begin{aligned} \phi^p = 0, \quad m = m_s & \longrightarrow f^s = \frac{m}{1-d} - m_0 e^{(\lambda \phi^p)} \\ f^s = \frac{m_s}{(1-d_s)} - m_0 = 0 & \longrightarrow m_0 = \frac{m_s}{(1-d_s)} \end{aligned} \quad (2.11)$$

El parámetro " $m_0$ " es función del momento deslizante " $m_s$ ", el cual es una propiedad del miembro y una expresión para su cálculo será propuesta tomando en cuenta el esfuerzo de adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto adyacente en secciones de concreto armado. Dicha propiedad representa el máximo valor de momento que puede resistir la sección antes de que se produzca el deslizamiento entre el concreto y el acero sin haberse generado algún efecto inelástico ( $\phi^p = 0$ ), y depende de las características geométricas y mecánicas del elemento.

## 2.2 ESFUERZO DE ADHERENCIA EN BARRAS DE REFUERZO

La unión entre el concreto y el acero es llamada *adherencia*, y ésta hace posible que los dos materiales trabajen juntos y los esfuerzos se transmitan del uno al otro.

*El Esfuerzo de adherencia* es el corte unitario que se genera en la superficie de contacto entre el concreto y el acero, y se produce cuando la tracción o compresión en el acero cambia de un punto a otro.

En ensayos realizados para el estudio de la adherencia entre el concreto y el acero se ha determinado que el esfuerzo de adherencia varía a lo largo de la longitud de la barra, y la forma de esta variación depende del tipo de cabilla ensayada (lisa o estriada); así mismo se ha observado que la falla final, en general, se puede producir por:

- ❖ Rotura de la barra
- ❖ Agrietamiento longitudinal del concreto
- ❖ Corte a lo largo del concreto

El agrietamiento longitudinal así como el corte en el concreto conducen a una eventual pérdida de adherencia entre el concreto y la barra de acero con el consecuente deslizamiento de la misma, lo que origina la falla por deslizamiento en miembros de concreto armado.

Con el fin de desarrollar teorías racionales que expliquen el fenómeno de la transferencia de esfuerzos entre las barras de acero y el concreto adyacente, Tepfers Ferguson, Esfahani y otros, [28] han obtenido algunas reglas empíricas basadas en experimentos. Goto [9] ha estudiado el desarrollo del agrietamiento interno en el concreto alrededor de la barra de refuerzo; sus estudios han ayudado a identificar la resistencia física de la adherencia y los mecanismos de fallas que causan la *degradación de dicha adherencia*. Nielsen [16], por su parte, basado en la teoría plástica para problemas de anclaje obtuvo fórmulas simples para el cálculo del esfuerzo máximo de adherencia, utilizando algunos factores de efectividad; tomando en cuenta el mecanismo de falla en las barras de refuerzo que resulta de la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero. En la siguiente sección se describe el mecanismo de la falla de adherencia.

### 2.2.1 Mecanismo de Pérdida de adherencia:

Bresler y Bertero (tomado de [2]), han propuesto una teoría que explica el mecanismo de pérdida de adherencia bajo cargas repetidas como una falla en las capas de concreto adyacente al acero de refuerzo. Esta falla ocurre cuando el esfuerzo alcanza un valor crítico generando la fractura local y la deformación inelástica en el concreto. El daño en las capas de concreto que rodean la barra de refuerzo causado por las cargas anteriores tiende a acumularse y son irreversibles. Una vez que la barra de refuerzo experimenta esfuerzos reversibles, se generan nuevos daños, resultando en una nueva pérdida de adherencia.

En la Figura 2.2(a), se indica un modelo de grietas formadas en la capa del concreto alrededor de una barra corrugada observadas por Goto [9], en ensayos realizados para el estudio del desarrollo del agrietamiento interno en elementos de concreto reforzado bajo diferentes historias de cargas. Cuando la barra de refuerzo es sometida a una fuerza monotónica las grietas se inician en el concreto alrededor de la punta de las corrugaciones de la barra debido a una concentración de esfuerzos. La fuerza transferida de la barra de refuerzo al concreto adyacente es provista principalmente por la acción de cuña en los nervios de la barra, y en menor grado, por la fricción entre el concreto y el acero. La acción de cuña en los nervios de la barra de acero causa compresión en el concreto, formando además unas grietas en forma de “dientes” en el concreto.

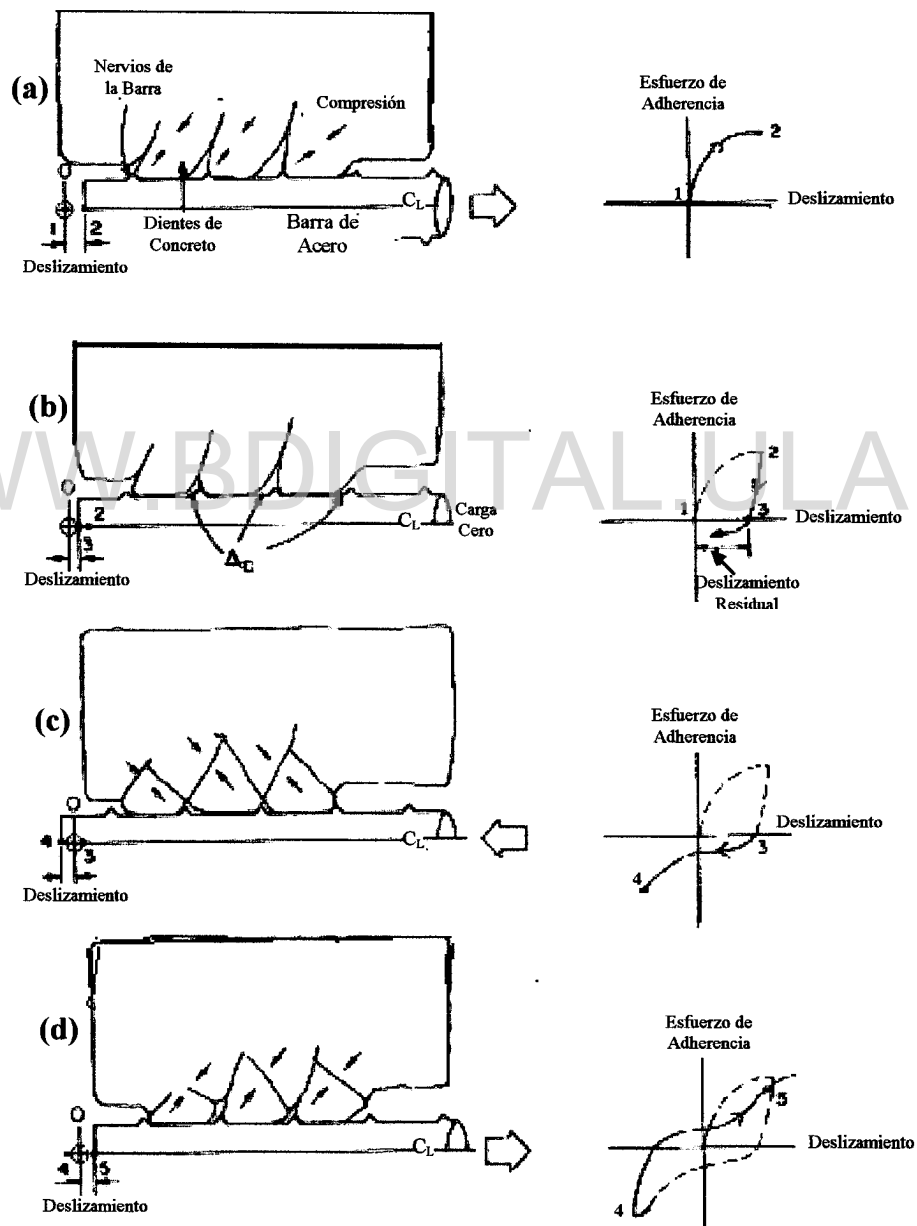


Figura 2.2 Mecanismo de resistencia de adherencia. (Bertero, Popov y Shao [2])

Licencia Creative Commons:

En la relación monótonica Esfuerzo-Deslizamiento obtenida en los ensayos realizados por Morita y Kaku (tomado de [2]) mostrada en la Figura 2.3 (línea punteada), se observa una continua degradación de rigidez, debido al incremento en el agrietamiento interno y a la deformación inelástica en el concreto comprimido. Un incremento en el esfuerzo de tensión causaría una propagación de las grietas internas. Como el concreto es comprimido inelásticamente por la acción de cuña de las barras corrugadas, habría una reducción en el módulo tangente del concreto adyacente a la barra de refuerzo.

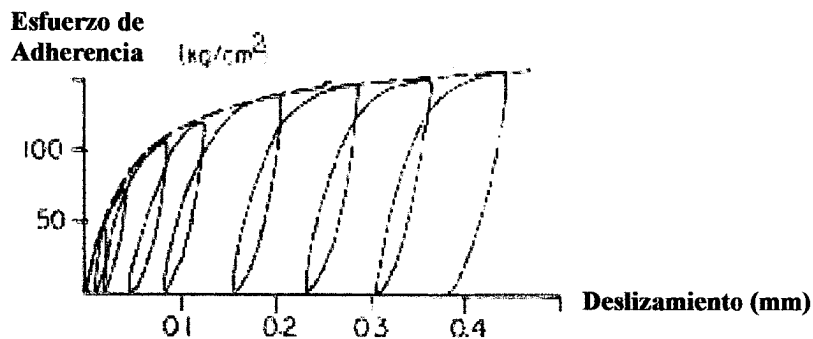
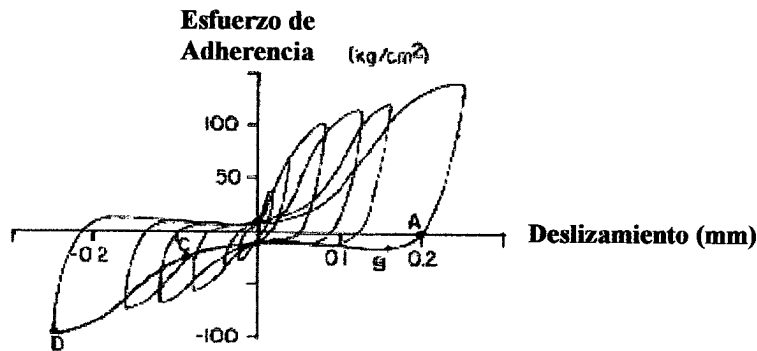


Figura 2.3 Relación esfuerzo de adherencia–deslizamiento de los ensayos de Morita y Kaku, tomado de [2]

Para el caso de cargas repetidas en un sentido (Fig. 2.3) la barra fue sujeta a una serie de carga y descarga en tensión lo que incrementa el deslizamiento. Las curvas de respuesta muestran que en la etapa de descarga permanece un deslizamiento residual debido al hecho de que en el concreto adyacente a la barra de refuerzo se generan deformaciones inelásticas así como grandes concentraciones de fuerzas de compresión ejercidas debido a la tensión en la barra. Dichas deformaciones inelásticas no se recobran después de que se libera la carga, por lo tanto las grietas abiertas previamente no se cierran (Fig. 2.2 (a)).

La respuesta histerética típica de un espécimen de concreto armado bajo incrementos de cargas reversibles puede ser estudiada en tres etapas (Fig. 2.4).

En la etapa de reversión de carga AB se observa alguna resistencia de adherencia debido a la fricción entre el concreto y el acero. En la etapa de carga BC, queda solo una insignificante resistencia de adherencia debido a que la fricción ha sido superada por la abertura de grietas  $\Delta c$ , que se originan en la previa etapa de carga (Fig. 2.2(b)). En el rango DC de la Figura 2.4 se observa nuevamente un incremento de la rigidez debido a que la barra de refuerzo debe moverse una distancia sobre las grietas abiertas antes de que los nervios de la barra puedan hacer contacto con los “dientes” de concreto.



**Figura 2.4** Relación Esfuerzo de adherencia–deslizamiento histerética en el ensayo de Morita y Kaku, tomado de [2]

En la Figura 2.2(d) se ilustra el desarrollo de grietas internas durante las cargas reversibles (rango CD). Cuando los nervios de las barras de refuerzo hacen contacto con el concreto adyacente, las grietas desarrolladas previamente se cierran, sin embargo, debido al incremento de la carga, se desarrolla un nuevo conjunto de grietas transversales en dirección del esfuerzo principal de tracción, normal al conjunto de grietas previas. Si la carga aplicada o la deformación durante la reversión de las cargas es suficientemente grande, algunas grietas transversales podrían unirse con las grietas formadas previamente.

Cuando la carga se revierte nuevamente después del punto D, se desarrolla un proceso similar a las etapas A–D. La resistencia a la fricción es más pequeña que antes, sin embargo, debido a que los “dientes” de concreto se rompen, se genera un modelo de agrietamiento distinto.

En el caso de una junta viga–columna la adherencia del refuerzo es considerada como se muestra en la Figura 2.5. Tomando el caso de la viga, por ejemplo, las barras de la viga que pasan a través de la junta están sujetas a una fuerza de tracción sobre una sección crítica ( $T_v$ ) y una fuerza de compresión en la sección opuesta ( $C_v$ ), esta variación de fuerzas ( $T_v+C_v$ ) es transferida por adherencia de las barras de refuerzo al concreto en la longitud de anclaje provista en el ancho de la columna. Esta variación de fuerzas junto con las cargas reversibles a que puede estar sujeta la junta produce pérdida de adherencia y disminución en la capacidad de anclaje de las barras, y consecuentemente una alteración significativa de la distribución de esfuerzo de las barras de la junta.

El deterioro en la adherencia de las barras longitudinales en las vigas y columnas causa los siguientes fenómenos:

- Estrangulamiento en las curvas histeréticas fuerza-desplazamiento y la inevitable pérdida de capacidad de absorción de energía en las vigas y columnas
- Incremento de la deformación por deslizamiento en la interfase viga-columna.
- Cambio en el mecanismo de transferencia de corte en el núcleo de la junta.
- Disminución de la capacidad resistente de momento en la región de articulación plástica de los miembros.

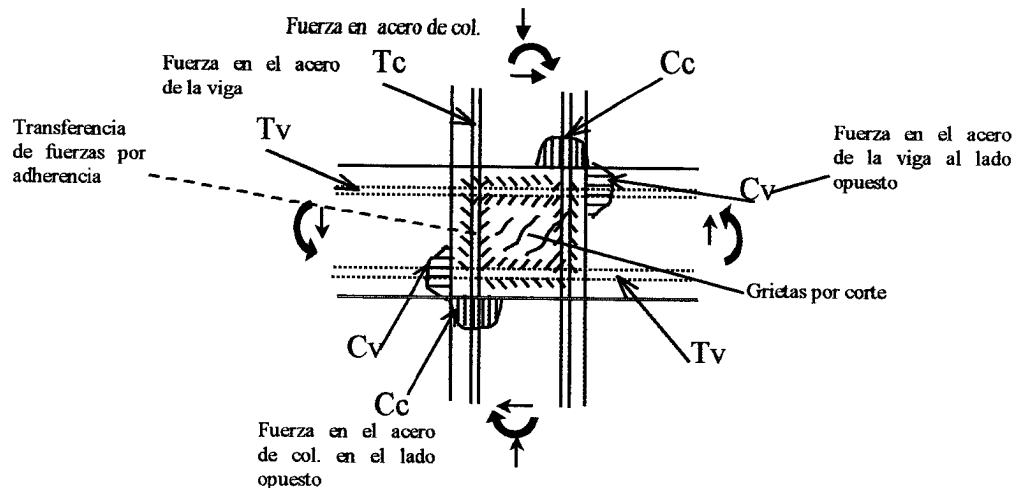


Figura 2.5 Fuerzas en la Junta (reproducido de [26])

### 2.2.2 Esfuerzos de adherencia en las barras de refuerzo

La falla por deslizamiento es un mecanismo de falla local geoméricamente posible en una barra de refuerzo con estrías (corrugaciones); se asume que la barra se mueve a una distancia  $u_s$  en la dirección del eje de la barra, así mismo el concreto que la rodea se desplaza simétricamente axial a una distancia  $u_c$  en la dirección perpendicular a la barra, estableciendo entonces una superficie de falla que tiene como forma un cono truncado. La superficie de falla forma el ángulo  $\gamma$  con el eje de la barra. Suponiendo una fuerza  $P$  en la dirección de la barra, se tiene que el desplazamiento relativo  $u_{cs}$ , el cual se asume que vale uno, a lo largo de la superficie de falla, puede ser determinado asumiendo que no hay adhesión entre el concreto y el acero, lo cual ocurriría si se asume una barra lisa. [16]

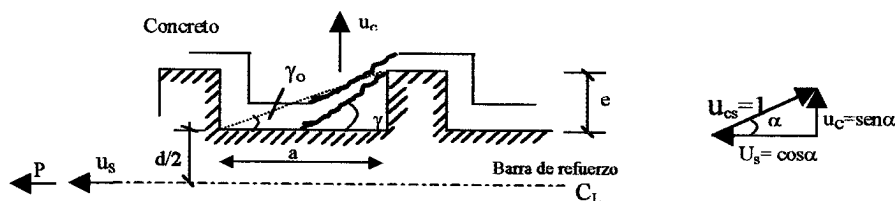


Figura 2.6 Mecanismo de falla local de una barra de refuerzo con estrías (Nielsen[16])

Sí llamamos  $\alpha$  al ángulo entre  $u_{cs}$  y  $u_s$  se obtiene el trabajo externo como:

$$W_E = P \cos \alpha \quad (2.12)$$

La disipación en el concreto para el mecanismo de falla local es determinada mediante la teoría de “análisis límite” superior e inferior, presentada por Nielsen [16] que es expresada a continuación:

Para  $\gamma \geq \gamma_0$

$$D = L = \pi(d + e) \frac{e}{a} \left[ \frac{f_c}{2} (1 - \sin(\alpha - \gamma)) + f_t \frac{\sin(\alpha - \gamma) - \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right] \quad (2.13)$$

Donde  $l$  es la longitud de anclaje,  $d$  es el diámetro de la barra y  $\varphi$  es el ángulo de fricción.

Para  $0 \leq \gamma \leq \gamma_0$

$$D = L = \pi(d + 2e - a \tan \gamma) \frac{a}{\cos \gamma} \frac{l}{a} \left[ \frac{f_c}{2} (1 - \sin(\alpha - \gamma)) + f_t \frac{\sin(\alpha - \gamma) - \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right] \quad (2.14)$$

Según estudios anteriores (Nielsen[16]), se ha demostrado que casi siempre se consigue la menor capacidad de carga cuando  $\alpha = \gamma + \varphi$ , en otras palabras, cuando el ángulo entre el vector desplazamiento y la superficie de falla es el ángulo de fricción  $\varphi$ .

Para  $\gamma = \alpha - \varphi \geq \gamma_0$

$$L = \frac{\pi}{2} f_c (d + e) \frac{el}{a} \frac{(1 - \sin\varphi)}{\sin(\alpha - \varphi)} \quad (2.15)$$

Para  $0 \leq \alpha - \varphi \leq \gamma_0$

$$L = \frac{\pi}{2} f_c [d + 2e - a \tan(\alpha - \varphi)] \frac{(1 - \sin\varphi)}{\cos(\alpha - \varphi)} \quad (2.16)$$

A estas expresiones se pueden añadir la disipación del concreto adyacente, la contribución del refuerzo transversal y el efecto de otras cargas externas en el trabajo externo, por lo tanto la ecuación de trabajo externa quedaría:

$$nP \cos \alpha = nL + S + B \quad (2.17)$$

donde:  $S$  = disipación total en el concreto adyacente

$B$  = contribución del refuerzo transversal

$n$  = número de barras de refuerzo que ocasionan la falla

Si se divide ambos lados de la ecuación por el término  $n \pi d l f_c$  se obtendría el esfuerzo de adherencia para las barras  $\tau$  como:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{P}{\pi d l f_c} = \frac{L}{\pi d l f_c \cos \alpha} + \frac{S}{n \pi d l f_c \cos \alpha} + \frac{B}{n \pi d l f_c \cos \alpha} \quad (2.18)$$

la contribución de la falla local  $\frac{\tau_0}{f_c}$  puede ser escrita como:

Para  $\alpha - \varphi \geq \gamma_0$ :

$$\frac{\tau_0}{f_c} = \frac{L}{\pi d f_c \cos \alpha} = \frac{1}{2} \frac{d + e}{d} \frac{e}{a} \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{\operatorname{sen}(\alpha - \varphi) \cos \alpha} \quad (2.19)$$

Para  $0 \leq \alpha - \varphi \leq \gamma_0$ :

$$\frac{\tau_0}{f_c} = \frac{L}{\pi d f_c \cos \alpha} = \frac{1}{2} \frac{d + 2e - \alpha \tan(\alpha - \varphi)}{d} \frac{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi) \cos \alpha} \quad (2.20)$$

Finalmente la ecuación de trabajo queda:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\tau_0}{f_c} + \frac{S}{\pi d f_c \cos \alpha} + \frac{B}{\pi d f_c \cos \alpha} \quad (2.21)$$

Considerando al ángulo de fricción  $\varphi = 37^\circ$  y considerando la disipación en el mecanismo de falla local, dos casos merecen especial atención:

- Modo de falla 1:

$$\alpha = 45^\circ + 1/2 \varphi \quad \gamma = 45^\circ - 1/2 \varphi$$

$$\tan \alpha = \tan (45^\circ + 1/2 \varphi) = \tan 63.4^\circ = 2$$

$$\frac{\tau_0}{f_c} = \frac{L}{\pi d f_c \cos \alpha} = \frac{d + 3e}{d} \frac{e}{a} \quad (2.22)$$

donde “e” es el espesor del resalte o corrugación de la barra. Este término se podría considerar como el límite inferior de la disipación en el mecanismo de falla local ya que en este caso el esfuerzo de compresión es alcanzado en el área de la falla.

- Modo de falla 2:

$$\alpha = \varphi \quad \gamma = 0$$

$$\tan \alpha = \tan \varphi = 0.75$$

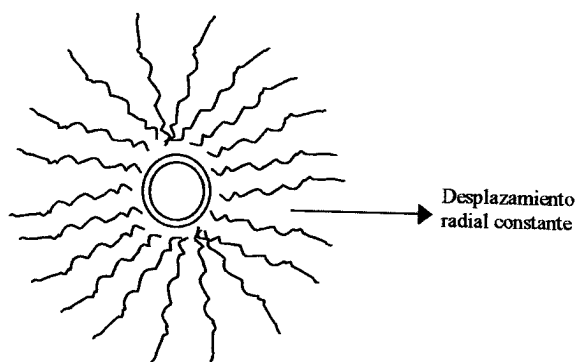
$$\frac{\tau_0}{f_c} = \frac{L}{\pi d f_c \cos \alpha} = \frac{1}{4} \frac{d + 3e}{d} \frac{e}{a} \quad (2.23)$$

En este caso la disipación en el mecanismo de falla local es el límite superior ya que el término  $c = f_c/4$  considerado como la cohesión, es alcanzada a lo largo de la longitud  $a$  y

Licencia Creative Commons:

la superficie de falla es cilíndrica. Sin embargo, las barras de refuerzo no tienen formas tan simples como se asumen en el análisis anterior. Normalmente estas barras tienen estrias inclinadas con respecto al eje de la barra.

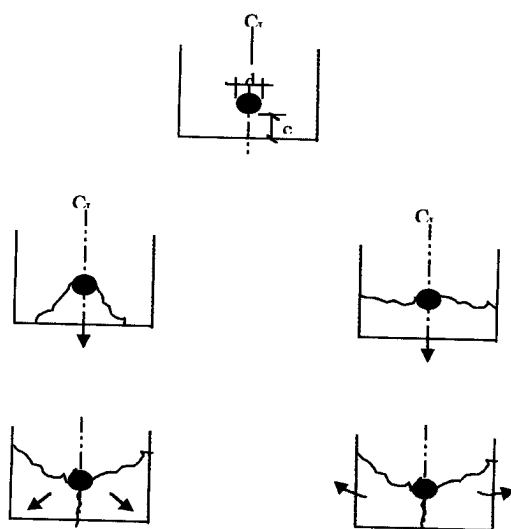
Las expresiones anteriores son correctas solo si el concreto adyacente a las barras de refuerzo es desplazado simétricamente axial al eje de la barra, es decir, si el concreto tiene un desplazamiento radial constante correspondientes a líneas de pura tensión (grietas) a todo lo largo del radio. (Fig. 2.7)



**Figura 2.7** Falla simétricamente axial del concreto adyacente (Nielsen[16])

En general, el desplazamiento del concreto alrededor de la barra varía, considerándose entonces subdividido en un número de cuerpos rígidos. Por lo tanto las ecuaciones anteriores son válidas si se considera para cada parte de la superficie de la barra un valor del desplazamiento que sea lo mas aproximado al campo de desplazamientos simétricos con respecto al eje de la barra.

Suponiendo el caso donde en un miembro de concreto armado se tiene una barra anclada, los mecanismos de fallas geométricamente posibles en el concreto adyacente son:



**Figura 2.8** Mecanismos de fallas y desplazamientos del concreto. (Nielsen[16])

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En la práctica, estos mecanismos pueden ser agrupados en tres casos de fallas importantes:

### Falla de Esquina

En este mecanismo de falla, una grieta inclinada intercepta la barra de refuerzo, la esquina es empujada fuera de la sección por traslación o por rotación dependiendo de la magnitud relativa de los recubrimientos lateral e inferior; el esfuerzo de adherencia es función simétrica de dichos recubrimientos.

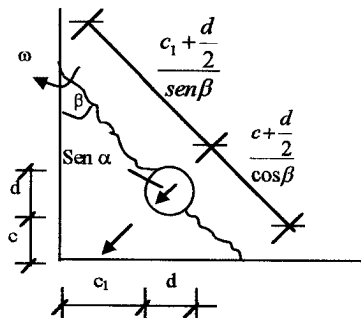


Figura 2.9 Mecanismo de falla de esquina (Nielsen[16])

El parámetro geométrico  $\beta$  es el ángulo formado por la grieta (línea de cedencia) y la cara vertical de la sección. Al suponer que solo el triángulo formado por la línea de cedencia y las caras horizontal y vertical de la sección se mueve, el desplazamiento de la barra será  $\text{sen } \alpha$  perpendicular a la grieta; por lo tanto el desplazamiento del triángulo sería  $2\text{sen } \alpha$  perpendicular a la grieta, y la rotación angular es:

$$\omega = \frac{2\text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta}{c_1 + \frac{d}{2}} \quad (2.24)$$

La disipación en la línea de cedencia es:

$$S = \frac{1}{2} \omega \left( \frac{c_1 + \frac{d}{2}}{\text{sen}\beta} + \frac{c + \frac{d}{2}}{\cos\beta} \right)^2 l f_t - 2\text{sen}\alpha \cdot l d f_t \quad (2.25)$$

Si  $c_1 < c$  el factor  $\text{sen } \beta / (c_1/d + 1/2)$  es remplazado por  $\cos \beta / (c_1/d + 1/2)$ . Ahora la ecuación de trabajo puede ser establecida. En este caso, puede ser un poco mas complicado ya que la minimización se debe realizar con respecto a  $\alpha$  y  $\beta$ . Sin embargo, en la actualidad esto puede hacerse numéricamente más fácil por medio de programas computacionales.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En base a estudios realizados y a numerosos ensayos [16] se obtiene una expresión para el cálculo del esfuerzo de adherencia en este tipo de falla:

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = 0.23 + 0.31\sqrt{\frac{d}{l}} \left( 3.2 \frac{c_{\min}}{d} + \frac{c_{\max}}{d} \right) \quad (2.26)$$

Los factores de efectividad toman en cuenta las longitudes de empalme, las relaciones entre recubrimiento–diámetro de barra, la resistencia del concreto, entre otros.

Dicha fórmula es generalmente satisfactoria, sin embargo puede subestimar el esfuerzo de adherencia cuando el diámetro de la barra es muy pequeño, aproximadamente en un 10-15% para  $d = 10 \text{ mm}$ , y sobreestima el esfuerzo de adherencia cuando el diámetro de la barra es muy grande, aproximadamente 10 – 15 % cuando  $d = 35 \text{ mm}$ .

### Falla por flexión del recubrimiento

En este mecanismo de falla el recubrimiento sufre una especie de falla por flexión, luego de centenares de ensayos experimentales se obtiene una fórmula para el cálculo del esfuerzo de adherencia en este tipo de falla.

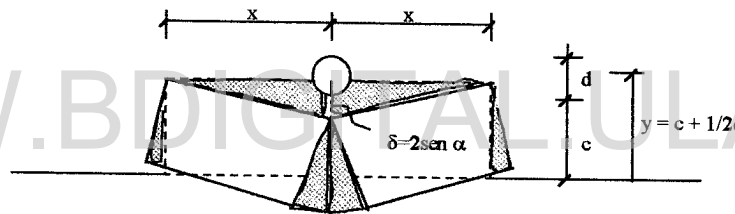
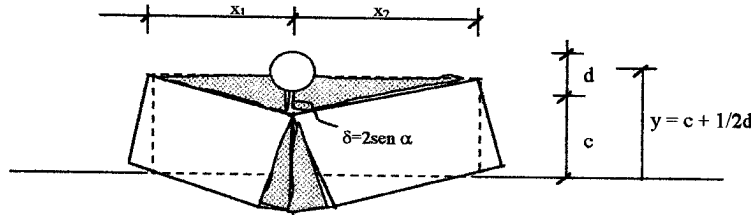


Figura 2.10 Mecanismo de flexión del recubrimiento (Nielsen [16])

Las zonas sombreadas de la izquierda y de la derecha están en compresión mientras que las otras zonas sombreadas están en tensión, para este caso el esfuerzo de adherencia puede ser calculado usando la siguiente fórmula (Fig. 2.10):

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + 0.54 \left( 6 \frac{c}{d} + 2 \right) \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + 0.29 \left( 6 \frac{c}{d} + 2 \right) \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.27)$$

Cuando las barras de refuerzo ancladas o empalmadas están cerca de superficies libres, el mecanismo de flexión del recubrimiento tiene que ser modificado; en el caso donde las barras estén cerca de dos superficies libres las zonas de compresión no pueden desarrollarse, así que solo la zona de tensión contribuye a la disipación del concreto adyacente (Fig. 2.11):



**Figura 2.11** Mecanismo de flexión del recubrimiento, cuando las barras están cerca de dos superficies libres. (Nielsen [16])

El esfuerzo de adherencia, en este caso se calcularía en función de las distancias  $x_1$  y  $x_2$ :

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + 0.54 \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{1}{2} \frac{x_2}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_2 d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + 0.29 \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{1}{2} \frac{x_2}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_2 d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.28)$$

La fórmula 2.28 es válida solo si  $x_1 \geq y$ ,  $x_2 \geq y$ ; si  $x_1 < y$ ,  $x_2 > y$ , los dos primeros términos en el corchete son reemplazados por  $x_1/d$ . En este caso, la parte izquierda del recubrimiento sufre una traslación en dirección vertical. Similarmente tenemos que si  $x_1 > y$ ,  $x_2 < y$ , los dos últimos términos del corchete son reemplazados por  $x_2/d$ . Si  $x_1 < y$ ,  $x_2 < y$  los términos en el corchete serían  $x_1/d + x_2/d$ .

En el caso en que las barras de refuerzo estén cerca solo de una superficie libre, una zona de compresión puede desarrollarse, para el mecanismo con rotación en la parte del recubrimiento cerca de la superficie libre (Fig. 2.12), tenemos:

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + 0.54 \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{3y}{d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + 0.29 \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{3y}{d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.29)$$

Esta fórmula es válida cuando la distancia  $x_1$  es mayor que la distancia  $y$ ; si  $x_1 < y$ , el recubrimiento cerca de la superficie libre no sufre una rotación sino una traslación paralela a la superficie libre (Fig. 2.13) por lo tanto la ecuación queda:

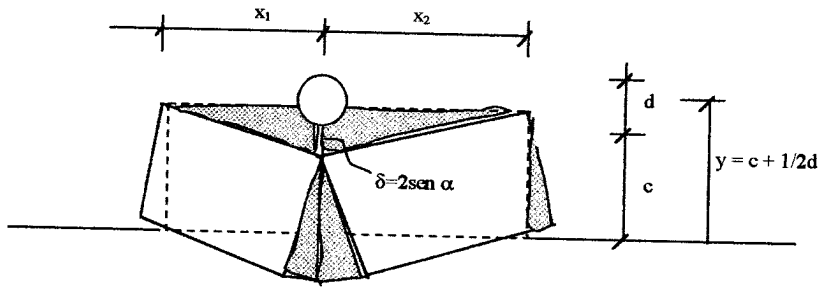


Figura 2.12 Mecanismo de flexión del recubrimiento, cuando la barra esta cerca de una superficie libre. (Nielsen [16])

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + 0.54 \left[ \frac{x_1}{d} + 3 \frac{y}{d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + 0.29 \left[ \frac{x_1}{d} + 3 \frac{y}{d} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.30)$$

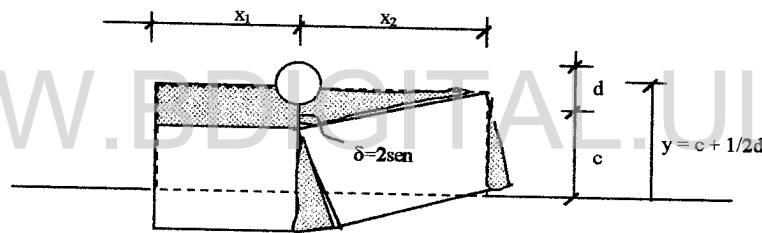


Figura 2.13 Mecanismo de flexión del recubrimiento, cuando la barra esta cerca de una superficie libre. (Nielsen [16])

Por último cuando  $n$  barras están cerca de una superficie libre, tomando la distancia entre las barras como  $a$  (centro a centro), tenemos (Fig.2.14):

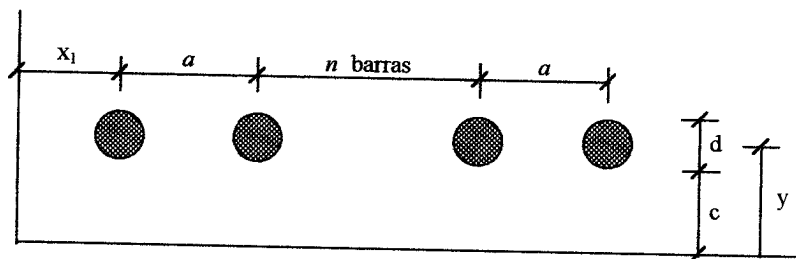


Figura 2.14 Mecanismo de flexión del recubrimiento, varias barras cerca de una superficie libre. (Nielsen [16])

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + \frac{0.54}{n} \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + \frac{0.29}{n} \left[ \frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.31)$$

Como en los casos anteriores, cuando  $x_1 < y$ , el recubrimiento cerca de la superficie libre sufrirá una traslación en vez de rotación, por lo tanto:

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + \frac{0.54}{n} \left[ \frac{x_1}{d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + \frac{0.29}{n} \left[ \frac{x_1}{d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.32)$$

#### Falla en el plano del armado

En este caso el recubrimiento completo es separado de la sección, por lo tanto el tamaño del recubrimiento no es importante, solo el ancho  $b$  determina la fórmula.

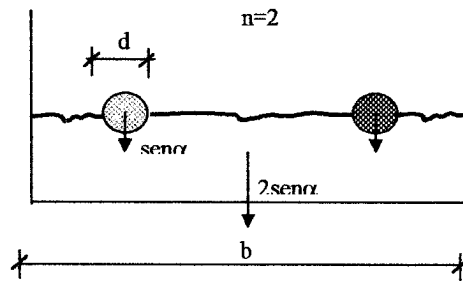


Figura 2.15 Falla en el plano del armado. (Nielsen [16])

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_c}} = \min \begin{cases} 0.22 + 0.54 \left[ \frac{b}{nd} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \\ 0.50 + 0.29 \left[ \frac{b}{nd} - 1 \right] \sqrt{\frac{d}{l}} \end{cases} \quad (2.33)$$

Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo transversal en el esfuerzo de adherencia en las barras, Nielsen propone unas fórmulas para el incremento del esfuerzo de adherencia dependiendo del mecanismo de falla presente, considerando para el esfuerzo del acero al momento del agrietamiento del concreto  $f_{scr} = 40$  Mpa. y un valor para  $\tan \alpha = 0.75$  determinados por medio de ensayos experimentales.

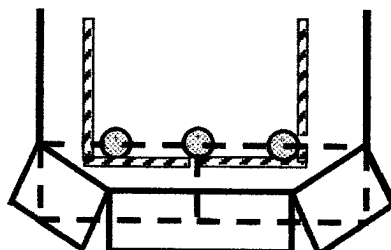


Figura 2.16 Falla por flexión del recubrimiento.

$$\Delta\tau \cong \frac{2}{\pi n} f_{scr} \tan \alpha \frac{\sum A_s}{d l} \quad (2.34)$$

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

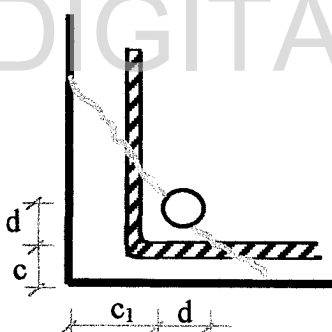


Figura 2.17 Falla de esquina.

$$\Delta\tau \cong 1.20 f_{scr} \frac{\sum A_s}{d l} \quad (2.35)$$

$\sum A_s$  = Área total de estribos  
 $d$  = Diámetro de barra  
 $l$  = Longitud de Adherencia  
 $f_{scr}$  = Esfuerzo del acero

### 2.3 DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DESLIZANTE $m_s$

El Momento Deslizante  $m_s$ , depende de las características mecánicas y geométricas del elemento y representa el máximo momento que puede soportar la sección sin que exista pérdida de adherencia y ningún efecto inelástico en la sección.

Basado en el esfuerzo de adherencia, descrito en la sección precedente, y suponiendo que el mismo se *desarrolla constante a lo largo de la barra*, se calcula el momento deslizante  $m_s$ , suponiendo que el concreto se comporta de forma no lineal (Diagrama de Hognestad) y el acero posee un comportamiento elástico. La hipótesis tomada en el comportamiento del acero es debido a que debemos independizar el comportamiento plástico del mismo con el efecto de deslizamiento

Considerando que el comportamiento del concreto se define con el diagrama parabólico de Hognestad y que su resistencia a la tensión es nula, obtenemos una fuerza a compresión en el concreto ( $C_c$ ) (Fig. 2.18 (a)). El acero tiene un comportamiento totalmente lineal, donde el acero traccionado deberá resistir toda la tracción ( $T$ ) y dependerá del máximo esfuerzo de adherencia que pueda soportar la sección de concreto armado. El máximo esfuerzo de adherencia será el mínimo esfuerzo obtenido después de analizar los diferentes tipos de falla que se puedan presentar en la sección. Dicho esfuerzo de adherencia varía de forma constante a lo largo de la longitud llamada longitud de pérdida de adherencia.

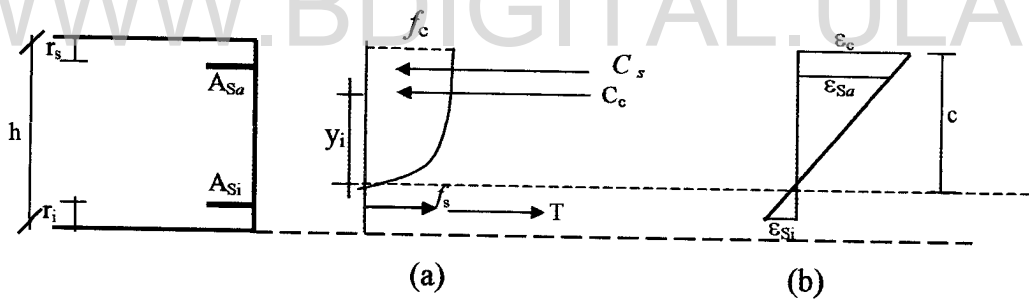


Figura 2.18 (a) Distribución de esfuerzos (b) Diagrama de deformaciones de la sección.

Con la distribución de deformaciones de la Figura 2.18, y considerando que las secciones planas se conservan planas durante la flexión (teoría de Euler-Bernulli), es decir que las deformaciones  $\epsilon$  son directamente proporcionales a sus distancias al eje neutro, se obtienen las siguientes expresiones por relaciones de triángulo:

$$\frac{\epsilon_{Si}}{h - c - r_i} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_{Sa}}{c - r_s} \quad (2.36)$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_{Si} * c}{(h - c - r_i)} \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_{Sa} = \frac{\varepsilon_{Si}(c - r_s)}{(h - c - r_i)} \quad (2.38)$$

Tomando el equilibrio de las fuerzas internas y las fuerzas externas, podemos escribir la expresión (2.39). Dicho requisito se satisface según la manera como se determine la ubicación del eje neutro.

$$T - C_s - C_c = 0 \quad (2.39)$$

Tomando la ecuación (2.38) y multiplicándola por el módulo de elasticidad del acero obtenemos:

$$E\varepsilon_{Sa} = \frac{E\varepsilon_{Si}(c - r_s)}{(h - c - r_i)} \longrightarrow \sigma_{Sa} = \frac{\sigma_{Si}(c - r_s)}{(h - c - r_i)} \quad (2.40)$$

Fuerza de compresión a nivel del acero

$$C_s = \sigma_{Sa} * A_{Sa} \quad (2.41)$$

$$C_s = \frac{\sigma_{Si} * A_{Sa}(c - r_s)}{(h - c - r_i)} \quad (2.42)$$

Calculando la fuerza de tracción transmitida a la barra de refuerzo por *adherencia* en la misma se tiene:

$$T = \tau \pi d l \quad (2.43)$$

donde:

$\tau$  = Esfuerzo de Adherencia

$l$  = Longitud de Adherencia.

$T$  = Fuerza de tracción transmitida a las barras de refuerzo por adherencia.

$d$  = Diámetro de la barra

Por otra parte, el esfuerzo del acero en tensión se obtiene como:

$$\sigma_{Si} = \frac{T}{A_{Si}} \quad (2.44)$$

y la fuerza de tracción soportada por el área de acero se define como:

$$T = \sigma_{Si} A_s \quad (2.45)$$

La fuerza de compresión que soporta el concreto se determina tomando en cuenta la expresión dada en el diagrama de Hognestad para  $0 \leq \epsilon \leq \epsilon_0$ ,

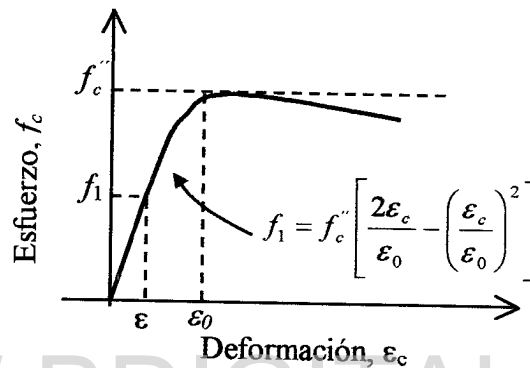


Figura 2.19 Representación del Diagrama de Hognestad para el esfuerzo del concreto.

Donde:  $f_c'' = 0.85 * f_c'$

$\epsilon_0 = 0.002$ ;

De (2.37) se tiene:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_{Si} c}{E(h - c - r_i)}$$

Donde  $\sigma_{si}$  puede expresarse en función del esfuerzo de adherencia mediante las expresiones (2.43) y (2.44).

La fuerza de compresión  $C_c$  se obtiene integrando la expresión del esfuerzo  $f_1$  del diagrama de Hognestad obteniéndose la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{bc f_c''}{3 \epsilon_0^2} (3 \epsilon_0 \epsilon_c - \epsilon_c^2) \quad (2.46)$$

ubicada a una distancia  $y_i$  del eje neutro, siendo  $y_i$  expresada como sigue:

$$y_i = \frac{c(8\epsilon_0 - 3\epsilon_c)}{4(3\epsilon_0 - \epsilon_c)} \quad (2.47)$$

Licencia Creative Commons:

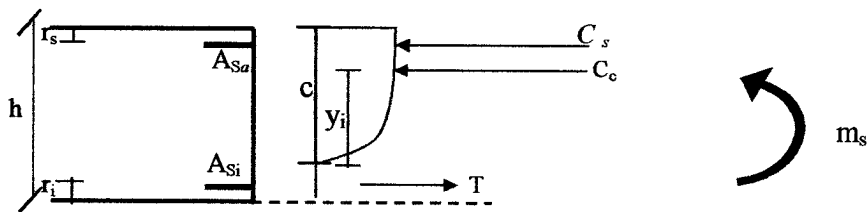


Figura 2.20 Diagrama de fuerzas internas para un elemento de concreto armado

Finalmente, del diagrama de fuerza se obtiene la expresión para el cálculo del momento deslizando:

$$m_s = C_s (h - r_i - r_s) + C_c (h - r_i - c + y_i) \quad (2.48)$$

En donde se observa que los términos  $C_s$ ,  $C_c$  y  $y_i$  son función del esfuerzo de adherencia.

### 2.3.1 Longitud de adherencia ( $l$ )

En el planteamiento anterior se supuso un esfuerzo de adherencia promedio a lo largo de una longitud que llamamos "longitud de adherencia". Dicha longitud varía dependiendo del elemento estudiado.

Para uniones internas se asume el comienzo de las deformaciones permanentes debidas al deslizamiento cuando las cabillas de refuerzo demandan un esfuerzo de adherencia mayor al promedio en una longitud de adherencia. Para el caso de los especímenes que representan uniones viga-columna, dicha longitud se toma como la profundidad del núcleo de la columna, debido a que es en esta zona donde el acero debe desarrollar un gradiente de esfuerzo elevado al tratar de pasar de compresión a tracción de un lado a otro de la junta.

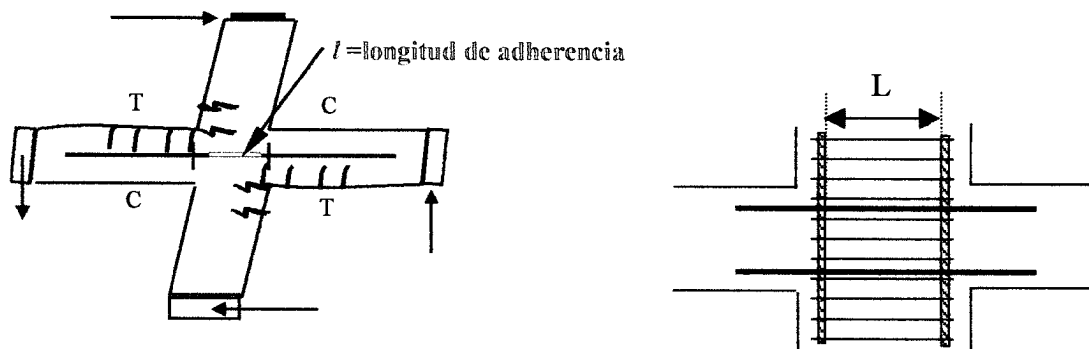


Figura 2.21 Longitud de adherencia en conexiones viga-columna interiores.

Para efectos de análisis se toma en cuenta la siguiente consideración:

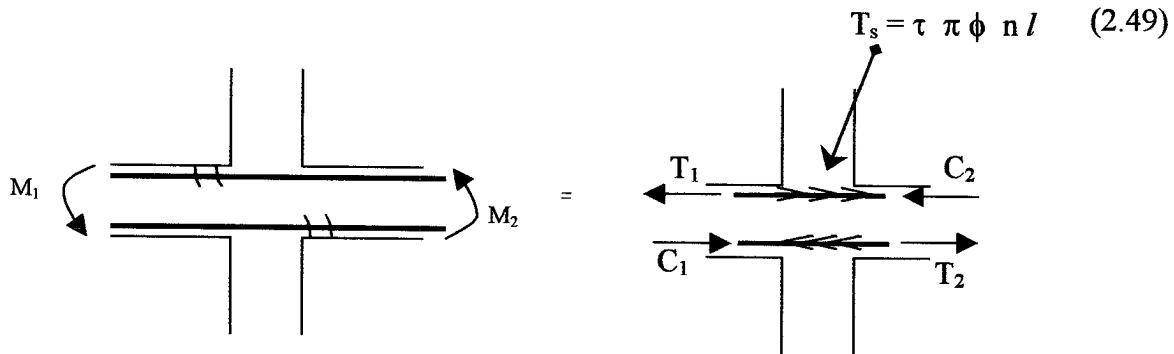


Figura 2.22 Momento deslizando y fuerzas internas en conexiones viga-columna interiores.

El gradiente de momento que actúa en la junta es igual a  $M_1 + M_2$ , por equilibrio:

$$T_s = T_1 + C_2 \quad (2.50)$$

Suponiendo que  $T_1 = C_2$  y que  $T_2 = C_1$  se tiene:  $T_1 + C_2 = \tau \pi \phi n l$

$$2T_1 = \tau \pi \phi n l$$

$$T_1 = \tau \pi \phi n \frac{l}{2}$$

donde:  $n$  es el número de barras.

Suponiendo un mismo brazo entre las fuerzas  $C$  y  $T$  tendríamos, para la condición límite en la cual comienza el deslizamiento, que:

$$m_s = M_1 \quad \text{ó} \quad m_s = M_2$$

Para el caso de las uniones viga-columna exteriores, la longitud de adherencia se toma igual a la porción de cabilla que se encuentra desde el comienzo del núcleo de la junta hasta el comienzo del doblar del gancho. Si se toma toda la longitud incluyendo la del gancho, estaríamos suponiendo que se está perdiendo toda la adherencia, lo que significa una falla total por deslizamiento; esto no es consecuente con el concepto establecido para  $m_s$  (momento para el cual comienzan las deformaciones permanentes por deslizamiento).

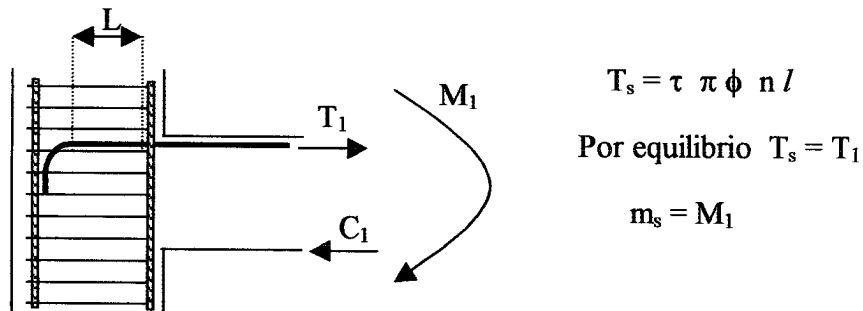


Figura 2.23 Longitud de adherencia en conexiones viga-columna exteriores.

### CAPITULO III

#### VALIDACIÓN DEL MOMENTO DESLIZANTE $m_s$ , DEL PARÁMETRO $m_0$

En este capítulo se presentan diferentes simulaciones numéricas de ensayos experimentales obtenidos de la literatura, con el fin de validar el momento deslizante  $m_s$ , el parámetro deslizante  $m_0$  y el comportamiento del modelo de daño concentrado con deslizamiento.

Se realizaron varios ejemplos numéricos usando el modelo histerético de daño, que incorpora el efecto del deslizamiento entre el refuerzo longitudinal y el concreto, por medio del programa llamado SUPERDEG, el cual a su vez es acoplado al programa comercial de elementos finitos ABAQUS que nos permite realizar el análisis no lineal de estructuras de concreto armado.

La geometría de la estructura, las condiciones de apoyo, la historia de carga o desplazamiento y las propiedades mecánicas de los miembros que conforman la estructura son datos necesarios para el modelo. Dentro de estas propiedades mecánicas se incorpora el momento deslizante  $m_s$  calculado para dichos miembros y que representa el máximo momento que puede soportar la sección sin que exista pérdida de adherencia entre el acero y el concreto.

La validación del modelo propuesto fue realizada simulando numéricamente varios ensayos experimentales que incluyen, uniones interiores de viga plana-columna (Quintero y Wight [22]), uniones exteriores de viga plana-columna (La Fave y Wight [14]) y una conexión interior de viga-columna (Durrani y Wight [3]). Los resultados numéricos obtenidos para cada caso se comparan con los resultados experimentales.

Los diferentes tipos de simulaciones realizadas para la validación del momento deslizante  $m_s$  y el parámetro  $m_0$  comprenden las conexiones características de un pórtico, lo que garantiza la validación del modelo para su implementación en cualquier programa comercial de elementos finitos para el análisis no lineal de estructuras aperticadas de concreto armado.

### 3.1 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA UNIÓN INTERIOR DE VIGA PLANA-COLUMNA (QUINTERO Y WIGHT [22])

El ensayo experimental (IWB1) seleccionado representa una unión interior de viga plana-columna cuya sección transversal es de 88.9 cms x 30.48 cms para la viga y 35.56 cms x 35.56 cms para la columna. La viga es reforzada con 4 cabillas # 4, 9 # 5 y estribos # 2; el refuerzo en la columna consta de 12 cabillas # 6 y estribos #3 (Fig.3.1). Dicho espécimen fue sujeto a cargas cíclicas laterales, impuestas en el extremo superior de la columna. La longitud de la viga y la altura de la columna representan la mitad de las correspondientes dimensiones en el pórtico prototipo. Esto es basado en la suposición de que, en pórticos sujetos a cargas laterales, los puntos de inflexión ocurran en la mitad de la luz de la viga y en la mitad de la altura de la columna y permanezcan fijos durante la reversión de las cargas.

Los datos necesarios para el análisis de la unión interna de viga plana-columna son:

- Geometría del elemento: definida mediante las coordenadas de los nodos de acuerdo a las dimensiones del espécimen. (Fig. 3.2)
- Condiciones de Apoyo: se restringen los nodos extremos de la viga y el nodo inferior de la columna por medio de articulaciones, permitiendo el desplazamiento lateral para simular las condiciones del ensayo experimental (Fig. 3.3)
- Definición del elemento finito: Para este caso se usaron 4 elementos finitos que representaban la conexión interior.
- Propiedades de los elementos: de acuerdo a los datos obtenidos del ensayo experimental, esto es, características mecánicas de las secciones y propiedades geométricas (Tabla 3.1)
- Historia de desplazamientos impuestos en el extremo libre del espécimen (Fig.3.3)

La longitud de pérdida de adherencia considerada para calcular el Momento Deslizante de la unión interna es la profundidad del núcleo de la columna.

En la Figura 3.4 se observa la historia de daños correspondientes al elemento 4 (viga) del espécimen IWB1 en el cual el máximo daño corresponde a 0.50, y al elemento 2 (columna), que alcanza un daño de 0.36. La Figura 3.5 muestra el comportamiento histerético Fuerza-Desplazamiento del espécimen IWB1 seleccionado para la simulación. Como se puede observar el lazo histerético refleja un alto grado de estrangulamiento el cual es correctamente reproducido en la simulación numérica del modelo histerético de daño con deslizamiento (Fig. 3.5 (b)) donde se observa también la pérdida de rigidez alcanzada en la gráfica experimental y representada por el cambio de pendiente en las curvas.

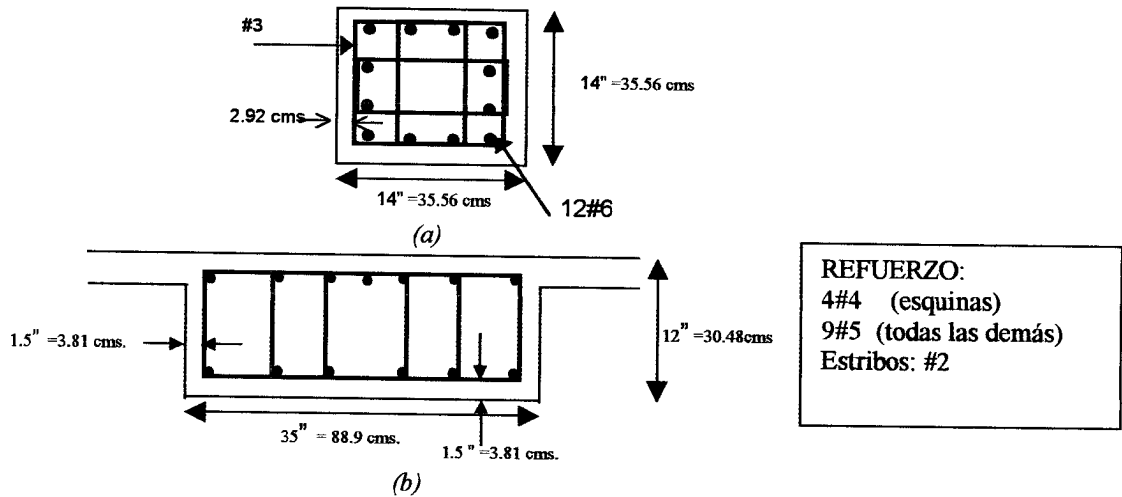


Figura 3.1 Detalles de la Sección de: (a) Columna (b) Viga del espécimen IWB1. [22]

Tabla 3.1 Características de los materiales para IWB1 (Quintero y Wight, [22])

CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES								
Concreto			Acero					
	$f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_0$		$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{max}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{ult}$
VIGA	296,86	0,0027	Refuerzo #6	4077,80	6468,24	0,002	0,0012	0,22
COL.	296,86	0,0027	Principal #5	4640,26	7522,84	0,0023	0,0045	0,15
			#4	4780,87	7522,84	0,0023	0,004	0,14
			Estribos #2	6679,16	7874,38	0,0052	----	0,02
			#3	5132,41	7874,38	0,0040	0,004	0,11

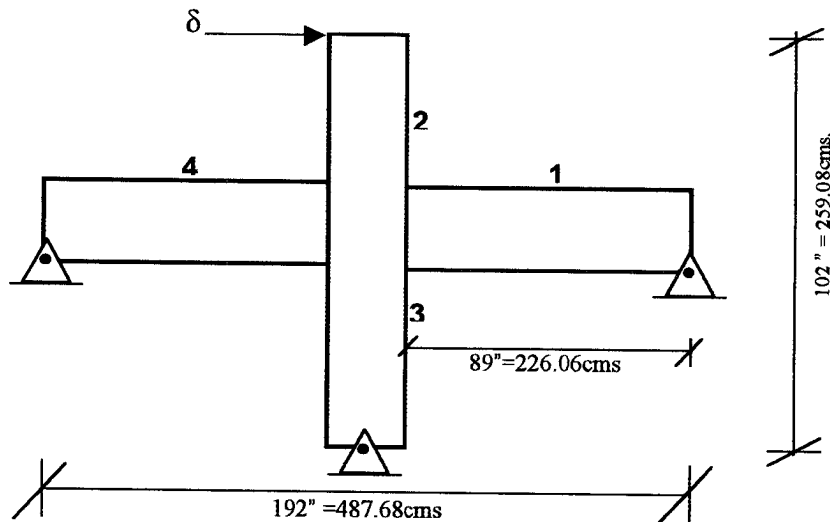


Figura 3.2 Dimensiones del espécimen viga plana-columna IWB1 ensayado por Quintero y Wight [22]

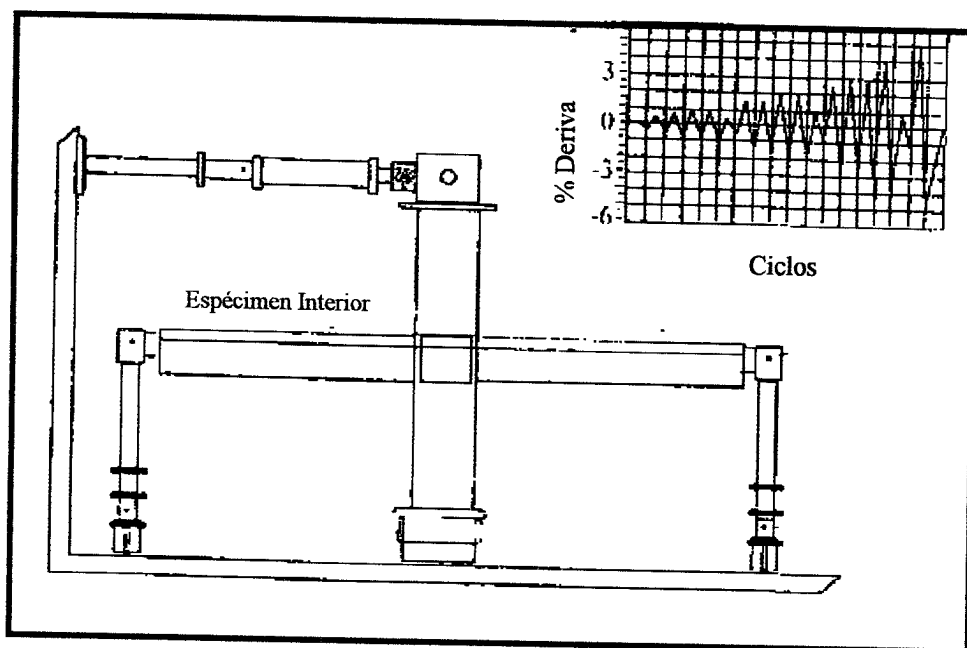


Figura 3.3 Sistema de ensayo y secuencia de los ciclos de desplazamientos para el espécimen IWB1 (reproducido de [22]).

Tabla 3.2 Propiedades del espécimen IWB1

IWB1	Mcr(+) (ton/cms)	Mcr(-) (ton/cms)	Mp(+) (ton/cms)	Mp(-) (ton/cms)	Mu(+) (ton/cms)	Mu(-) (ton/cms)	m <sub>s</sub> (+) (ton/cms)	m <sub>s</sub> (-) (ton/cms)	φ <sub>u</sub> (+)	φ <sub>u</sub> (-)
VIGA	570,52	574,3	1417,9	1500,7	2243,9	2302,3	550,25	480,11	1,3973E-03	1,3973E-03
COL.	337,74	337,74	1792,4	1792,4	2543,4	2543,4	359,25	359,25	5,5594E-04	5,5594E-04

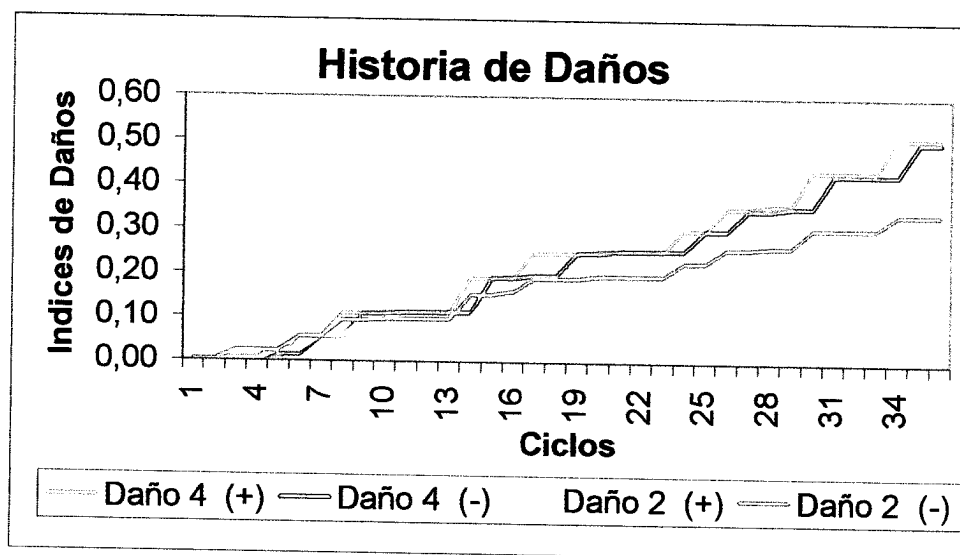
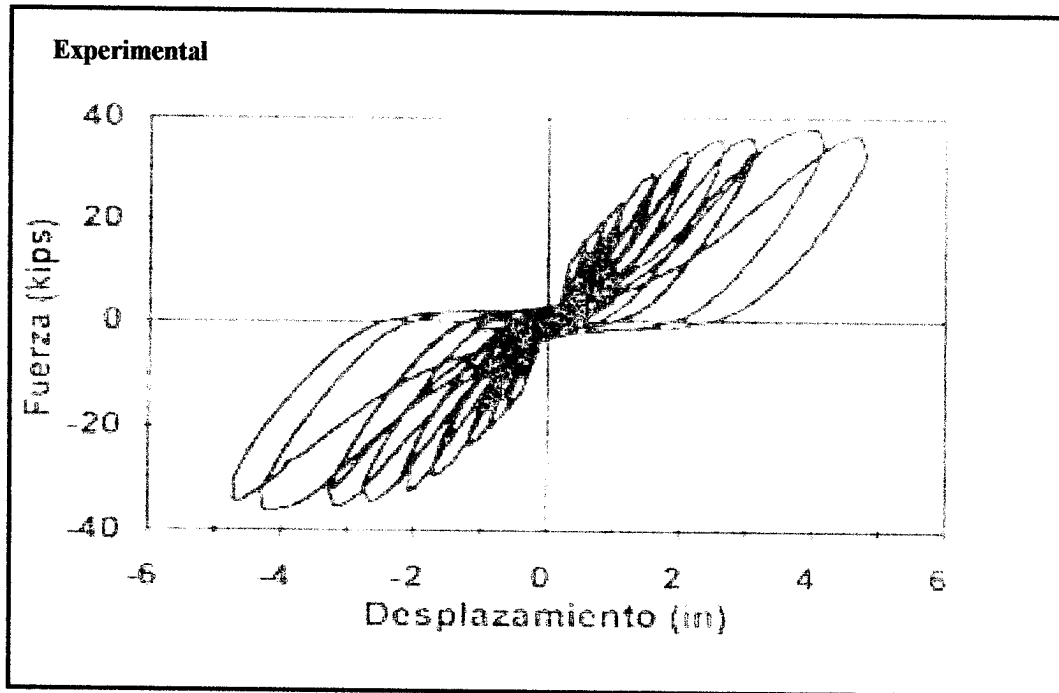
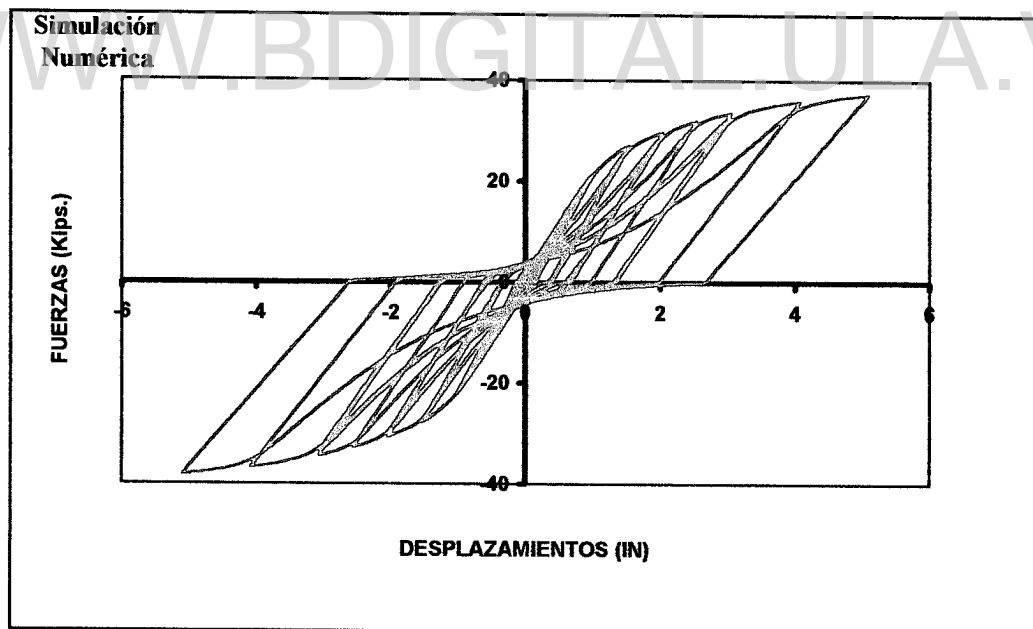


Figura 3.4 Historia de daños de los elementos 4 y 2 del espécimen IWB1.



(a)



(b)

Figura 3.5 Gráficas fuerza -desplazamiento para el espécimen IWB1. (a) Experimental (reproducida de [22])  
(b) Simulación numérica

### 3.2 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA UNIÓN EXTERNA DE VIGA PLANA – COLUMNA (LA FAVE, WIGHT [14])

Para el caso de una conexión exterior de viga plana–columna se obtuvo la simulación numérica del ensayo experimental (EWB2) realizado por La Fave y Wight, cuyo espécimen consta de una viga de 86.4 cms x 30.48 cms reforzada con 6 cabillas # 4, 2 #5, 2 # 6 en la parte superior y 6 # 4 y 3 # 5 en la parte inferior con estribos #2 y una columna de 35.56 cms x 35.56 cms reforzada con 8 cabillas # 6 y estribos #3; dicho espécimen fue sometido a cargas cíclicas aplicadas en el extremo superior de la columna (Fig 3.6).

Los datos necesarios para el análisis de la unión exterior de viga plana–columna son:

- Geometría del elemento: definida mediante las coordenadas de los nodos de acuerdo a las dimensiones del espécimen (Fig. 3.7).
- Condiciones de Apoyo: se restringen el nodo extremo de la viga y el nodo inferior de la columna mediante articulaciones que permiten el desplazamiento lateral y restringen el vertical, simulando las condiciones de apoyo impuestas al espécimen en el ensayo experimental (Fig. 3.8).
- Definición del elemento finito: para este caso se usaron 3 elementos finitos que representaban la conexión exterior.
- Propiedades de los elementos: de acuerdo a los datos obtenidos del ensayo experimental, esto es, características mecánicas de las secciones y propiedades geométricas (Tabla 3.3).
- Historia de desplazamientos impuestos en el nodo superior de la columna (Fig. 3.8).

La longitud de adherencia para la conexión exterior es tomada desde el comienzo del núcleo de la columna hasta el comienzo del doblez del gancho (Fig. 2.21).

El máximo daño alcanzado en el espécimen EWB2 es de 0.51 en el elemento 1 (viga) mientras que en el elemento 2 (columna) el máximo daño fue de 0.14, como se observa en la figura 3.9. En la Figura 3.10 se observa que en la unión exterior de viga plana–columna los lazos histeréticos en la gráfica Fuerza-Desplazamiento presentan un estrangulamiento progresivo, el cual es adecuadamente representado en la simulación numérica de dicho espécimen (Fig. 3.10(b)) La simulación numérica también reproduce los máximos valores de fuerza y el cambio de pendiente en las curvas, es decir la degradación de rigidez.

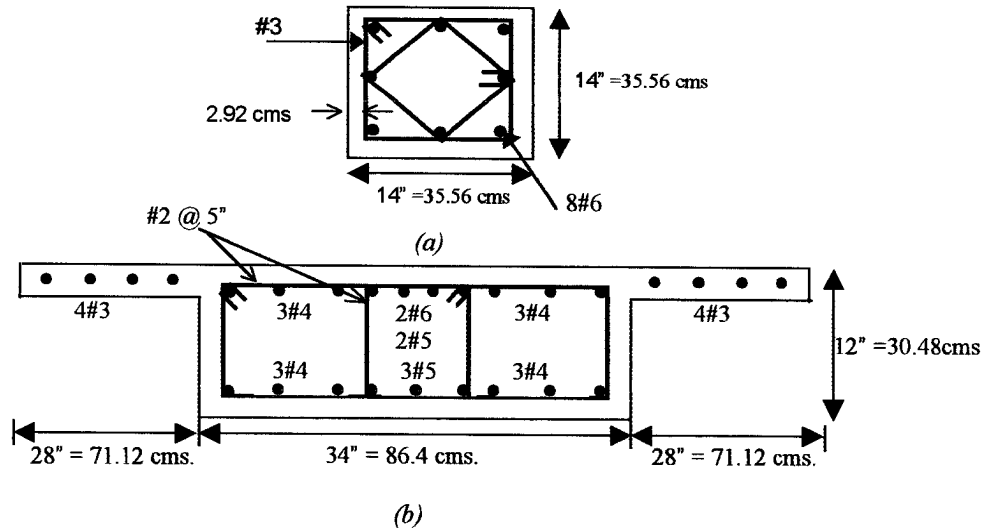


Figura 3.6 Detalles de la Sección de: (a) Columna (b) Viga del espécimen EWB2.[14]

Tabla 3.3 Características de los materiales para el espécimen EWB2 (La Fave, Wight [14])

CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES								
Concreto			Acero					
	$f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_0$		$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{max}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{ult}$
VIGA	309,53	0,0027	Refuerzo #6	4710,57	6468,24	0,002	0,0012	0,22
COL.	393,72	0,0027	Principal #5	4921,48	7522,84	0,0023	0,004	0,14
			#4	4640,26	7522,84	0,0023	0,004	0,15
			Estribos #2	3585,65	6468,24	0,0020	0,0012	0,22
				#3	4921,48	7874,38	0,0025	0,004

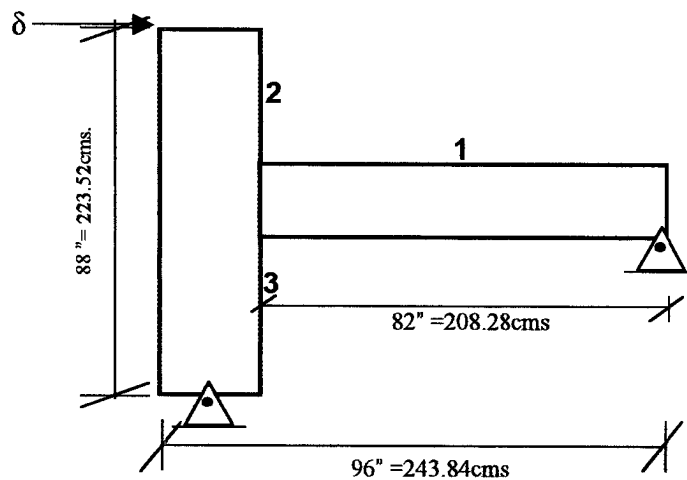


Figura 3.7 Dimensiones del espécimen viga plana – columna EWB2.ensayado por La Fave y Wight [14]

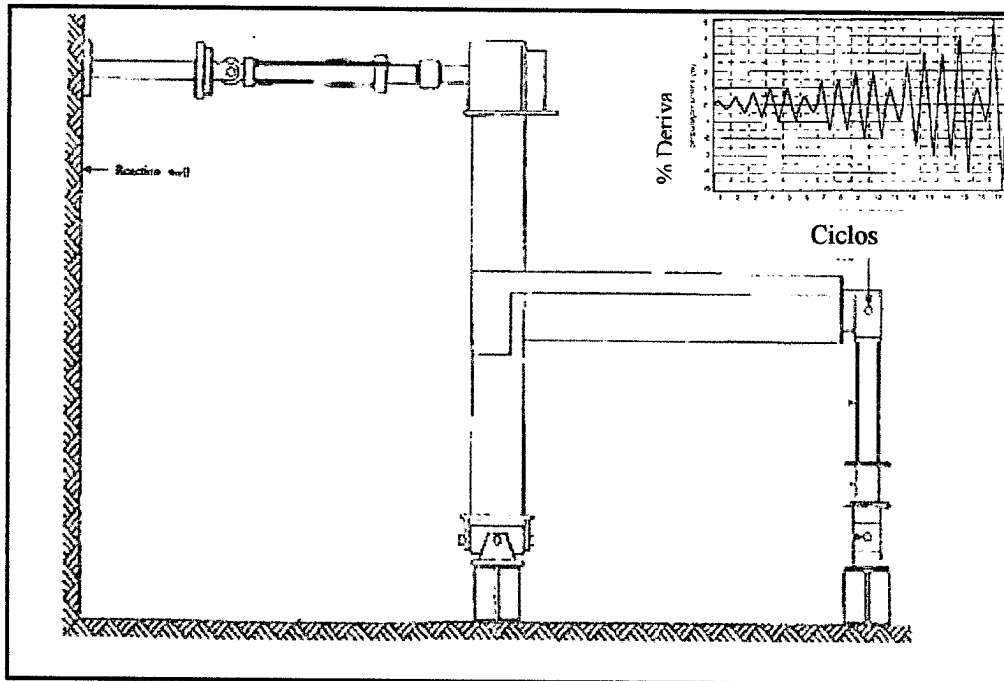


Figura 3.8 Sistema de ensayo y secuencia de los ciclos de desplazamientos para el espécimen EWB2 (Reproducida de [14])

Tabla 3.4 Parámetros del modelo basado en las propiedades de EWB2

EWB2	Mcr(+) (ton/cms)	Mcr(-) (ton/cms)	Mp(+) (ton/cms)	Mp(-) (ton/cms)	Mu(+) (ton/cms)	Mu(-) (ton/cms)	m <sub>s</sub> (+) (ton/cms)	m <sub>s</sub> (-) (ton/cms)	$\phi_u(+)$	$\phi_u(-)$
VIGA	510,59	515,84	1434	1808,7	1712,6	2098,3	1048,88	1168,84	1,7857E-03	1,6120E-03
COL.	275,95	275,95	1152,8	1152,8	1586,4	1586,4	257,67	257,67	6,4278E-04	6,4277E-04

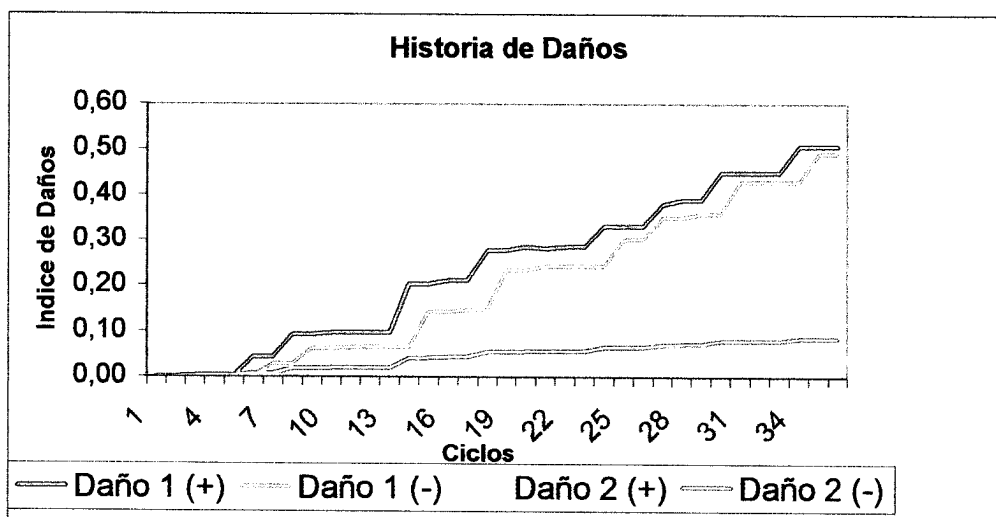
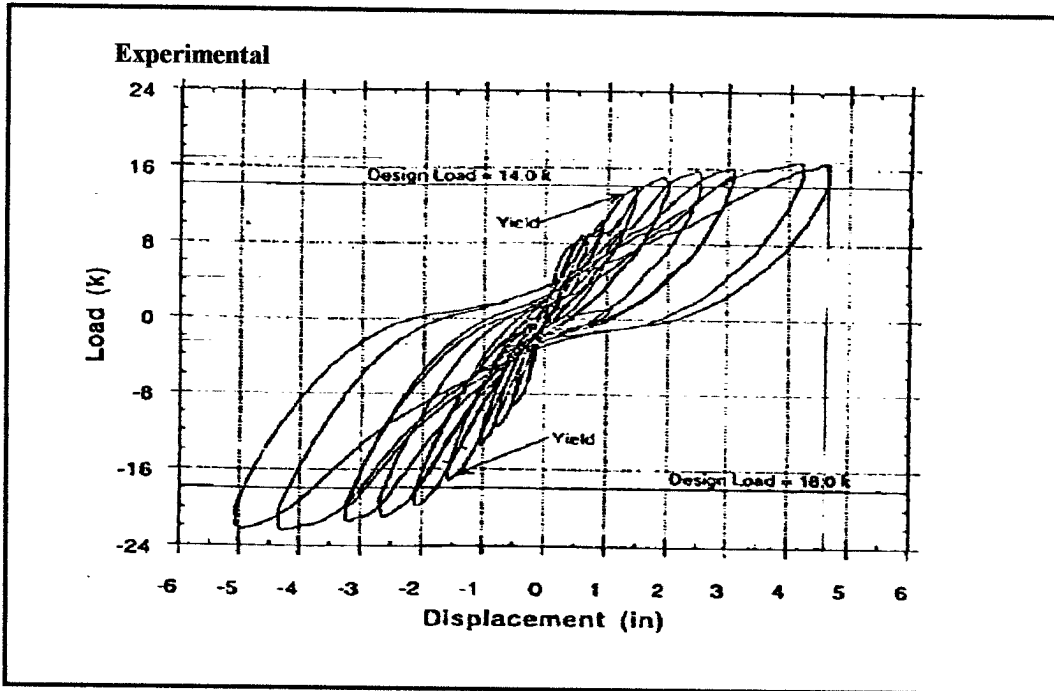
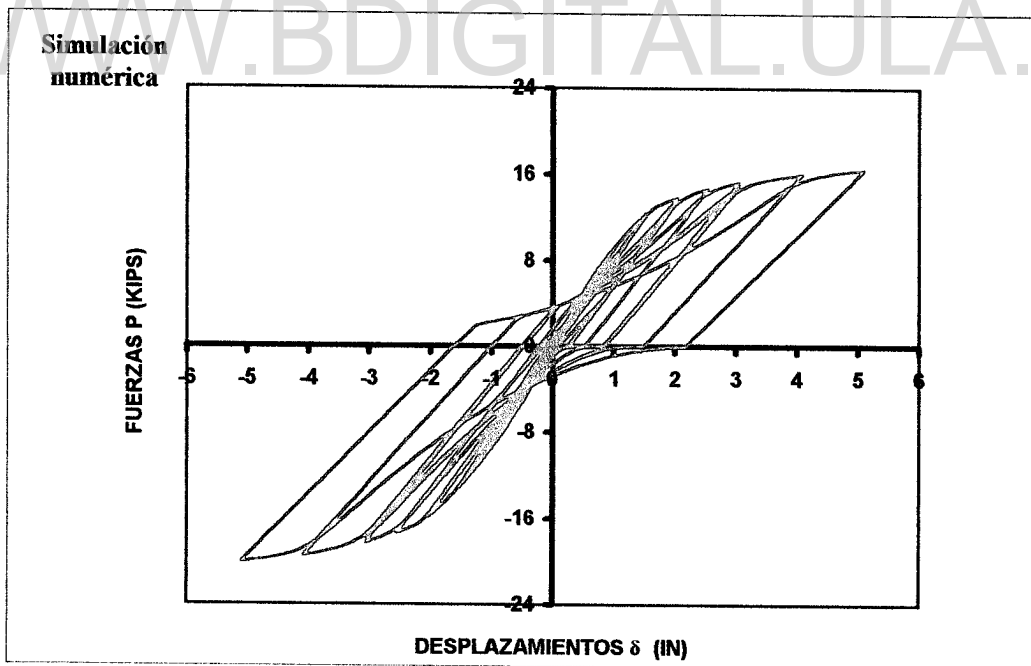


Figura 3.9 Historia de daños de los elementos 1 y 2 del espécimen EWB2



(a)



(b)

Figura 3.10 Gráficas fuerza-desplazamiento para el espécimen EWB2. (a) Experimental (Reproducido de [14]) (b) Simulación Numérica

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

### 3.3 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA UNIÓN INTERIOR DE VIGA-COLUMNA (DURRANI, WIGHT [3]):

El comportamiento de conexiones interiores de viga-columna, fue estudiado por Durrani y Wight ensayando uniones viga-columna interiores sometidas a cargas laterales en el extremo superior de la columna. El espécimen seleccionado para la simulación numérica (S2) consta de una viga de 27.94 cms x 41.91 cms reforzada con 2 cabillas # 4 y 2 #7 en la parte superior y 4 # 6 en la parte inferior con refuerzo transversal provisto con estribos #3 y una columna de 36.20 cms x 36.20 cms reforzada con 8 cabillas # 8 y estribos #4. (Fig 3.11)

Los datos necesarios para el análisis de la unión interior viga-columna con el modelo histerético de daño con deslizamiento son:

- Geometría del elemento: definida mediante las coordenadas de los nodos de acuerdo a las dimensiones del espécimen (Fig. 3.12).
- Condiciones de Apoyo: se restringen el desplazamiento vertical en los extremos de la viga y el extremo inferior de la columna por medio de articulaciones, permitiendo el desplazamiento lateral del espécimen simulando el comportamiento del espécimen durante el ensayo experimental (Fig.3.13).
- Definición del elemento finito: para este caso se usaron 4 elementos finitos que representan dos columnas y dos vigas.
- Propiedades del elemento: de acuerdo a los datos obtenidos del ensayo experimental, esto es, características geométricas y calidad del material (Tabla 3.5).
- Historia de desplazamientos: impuestos en el espécimen (Fig.3.13).

Como longitud de pérdida de adherencia para el Momento Deslizante en la viga se toma la profundidad del núcleo de la columna.

En la Figura 3.14 se presenta la evolución de los índices de daños correspondientes al elemento 4 (viga) del espécimen S2, el cual alcanzó un nivel de daño de 0.58 y al elemento 2 (columna), con un nivel de daño de 0.34. La respuesta Fuerza-Desplazamiento del espécimen S2 es mostrada en la Figura 3.16 en la cual se observa el grado de estrangulamiento presentado por dicho espécimen, siendo para este caso menor que el presentado en los especímenes de vigas planas. Al igual que en las simulaciones anteriores se observa el buen comportamiento del modelo al compararlo con el ensayo experimental. Como se observa en la simulación numérica (Fig. 3.16 (b)) los valores de la fuerza "P" con los que cortan las curvas el eje Y se corresponden con los obtenidos en la gráfica experimental, así mismo los máximos valores positivos y negativos de fuerza alcanzados durante el experimento.

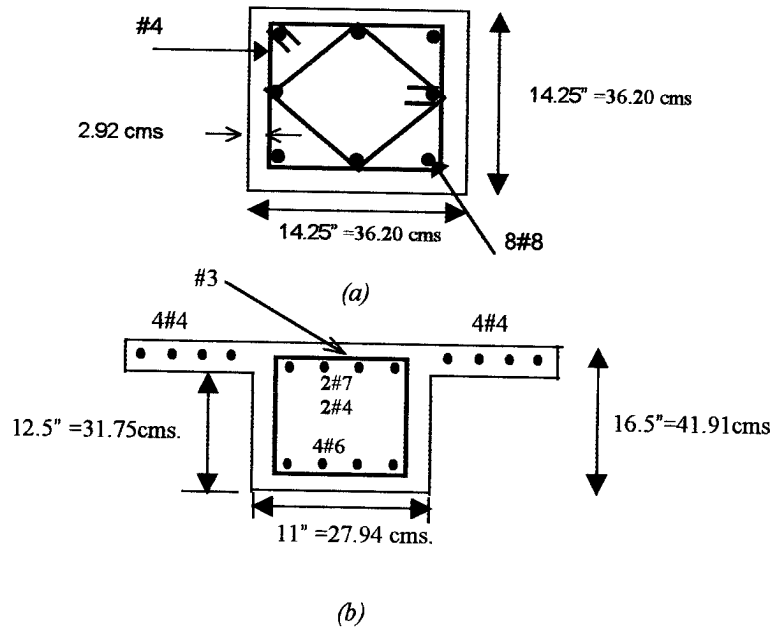


Figura 3.11 Detalles de la Sección de: (a) Columna (b) Viga del espécimen S2.[3]

Tabla 3.5 Características de los materiales para el Especimen S2 (Durrani, Wight [3])

CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES								
Concreto			Acero					
	$f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_0$		$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{max}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{ult}$
VIGA	316,38	0.0022	Refuerzo #6	4710,57	6468,24	0,002	0,0012	0,22
COL.	316,38	0,0022	Principal #7	4218,42	6692,22	0,0025	0,0134	0,19
			#4	4640,26	7522,84	0,0023	0,002	0,15
			#8	4218,42	6692,22	0,0025	0,0134	0,19
			Estribos #3	4921,48	7874,38	0,0025	0,004	0,11

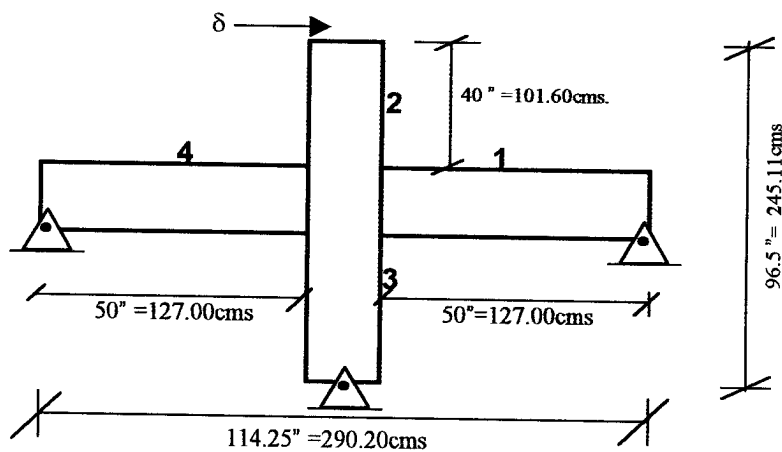


Figura 3.12 Dimensiones del espécimen viga-columna S2, ensayado por Durrani y Wight [3].

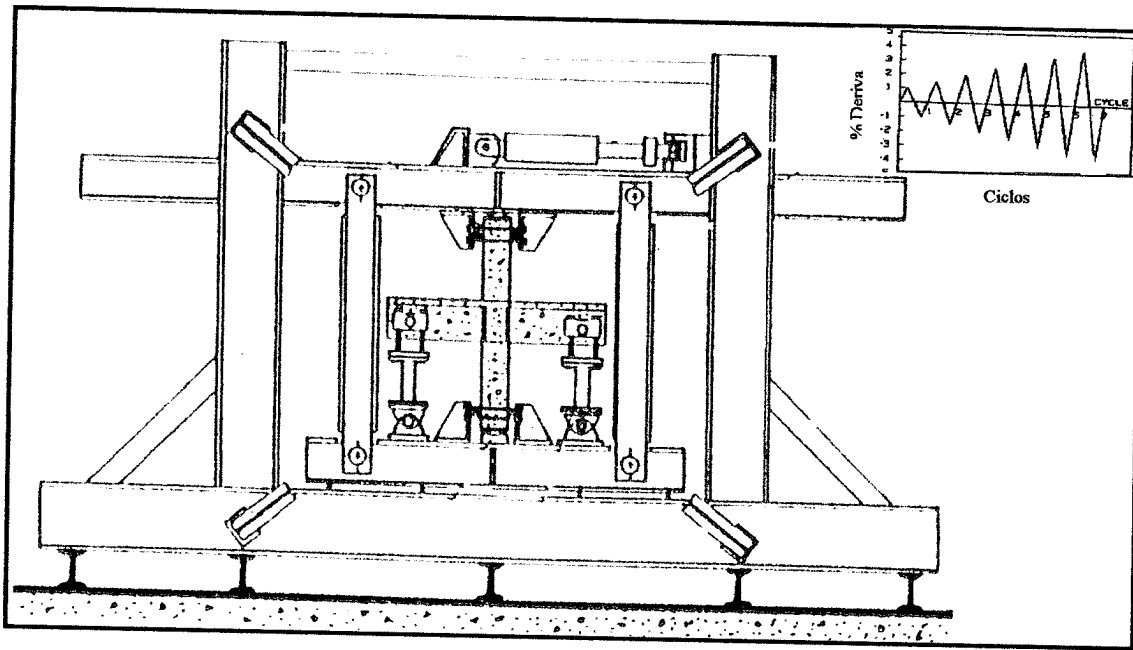


Figura 3.13 Sistema de ensayo y secuencia de los ciclos de desplazamientos para el espécimen S2 (Reproducido de [3]).

Tabla 3.6 Parámetros del modelo basado en las propiedades de EWB2

S2	Mcr(+) (ton/cms)	Mcr(-) (ton/cms)	Mp(+) (ton/cms)	Mp(-) (ton/cms)	Mu(+) (ton/cms)	Mu(-) (ton/cms)	Ms(+) (ton/cms)	Ms(-) (ton/cms)	$\phi_u(+)$	$\phi_u(-)$
VIGA	355,14	364,87	2370,9	2411,1	3051,6	3287,1	678,10	1784,26	2,0191E-03	1,5523E-03
COL.	363,04	363,04	3322,09	3322,09	4262,09	4262,09	0	0	1,38828E-03	1,3882E-03

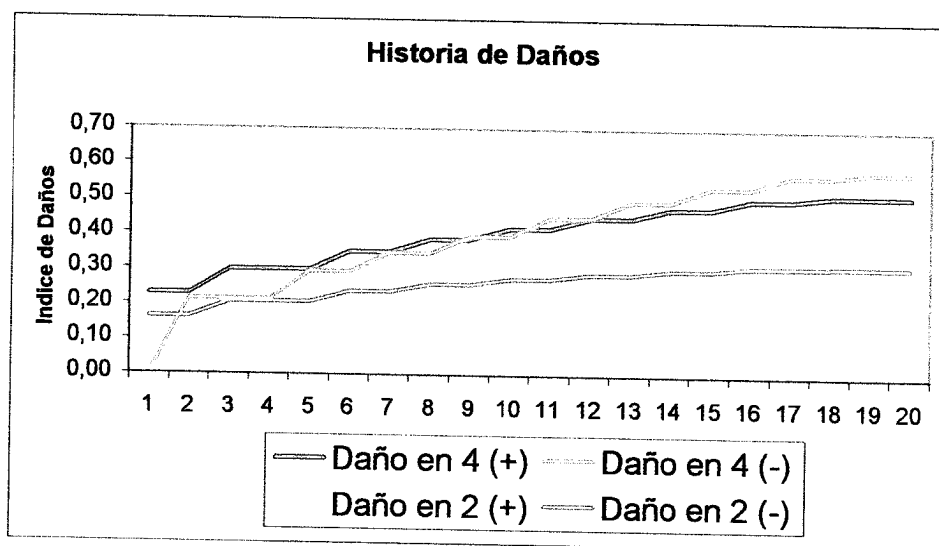
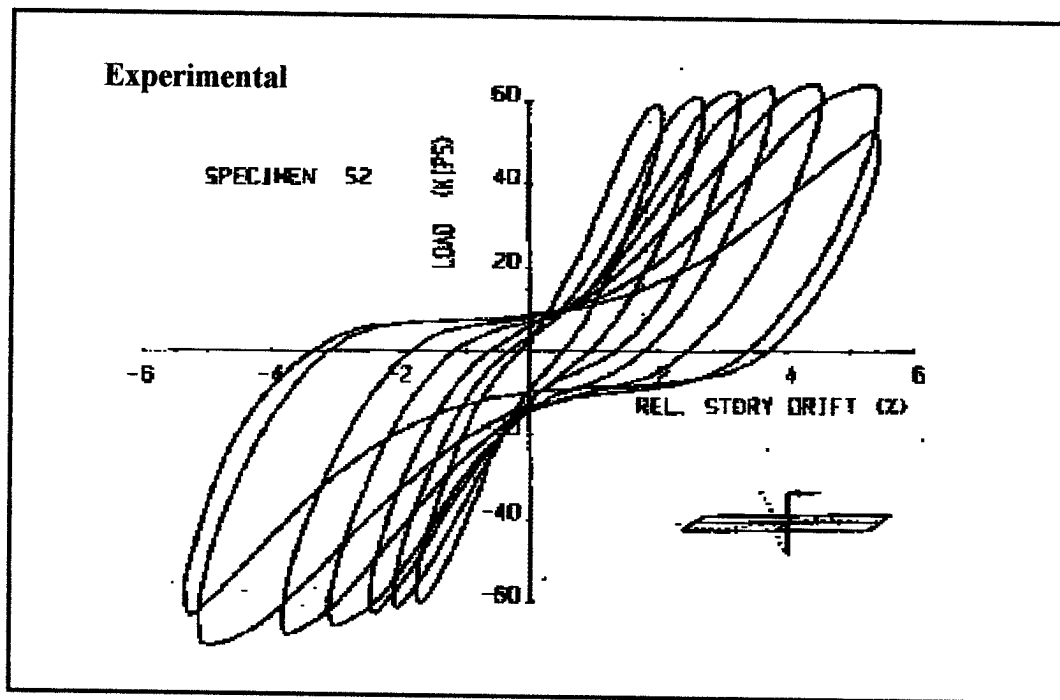
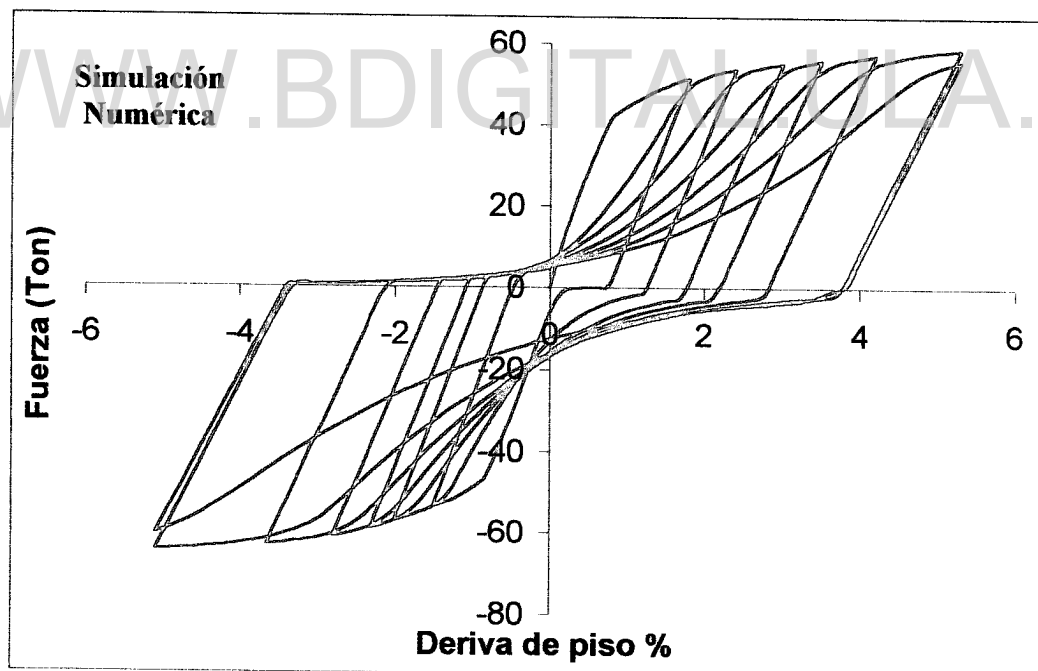


Figura 3.14 Historia de daños de los elementos 4 y 2 del Especimen S2.



(a)



(b)

**Figura 3.15** Grafica Fuerza - Desplazamiento para el espécimen S2. (a) experimental (reproducida de [3])  
(b) Simulación Numérica.

## CAPITULO IV

### APLICACIÓN DEL MODELO

La aplicación del modelo histerético de daño incluyendo el efecto de deslizamiento del refuerzo se realizó mediante el análisis de dos pórticos sometidos a un registro sísmico aplicado en la base de los mismos.

El análisis de los pórticos de concreto armado se realizó mediante el programa comercial de elementos finitos Abaqus, el cual permite el análisis no lineal de la estructura incorporando el modelo histerético de daño a través de la subrutina de usuario. Este análisis toma en cuenta la degradación de rigidez y resistencia, deformaciones plásticas, daños por agrietamiento del concreto y por fatiga de bajo ciclaje así como los efectos de grandes desplazamientos, influencia de la variación de la carga axial en el comportamiento a flexión, secciones no simétricas y actualmente, mediante la incorporación al modelo de la función de deslizamiento, el efecto del deslizamiento del refuerzo longitudinal en elementos de concreto armado.

Se procesa la entrada de datos, la resolución de la estructura y la salida de resultados. La resolución del pórtico se realiza dividiendo el problema en dos partes, el problema global realizado por el programa Abaqus, en el cual se determinan los desplazamientos nodales generalizados de la estructura, y el problema local resuelto por SUPERDEG donde se determinan las fuerzas internas, las variables internas, el jacobiano local y el jacobiano inercial en función de los desplazamientos de los miembros.

Los datos de entrada necesarios para el análisis de los pórticos son:

1. Geometría de la estructura incorporada mediante las coordenadas de los nodos.
2. Definición del elemento finito usando para este caso el modelo histerético de daño.
3. Propiedades del elemento, definidas mediante las características de los elementos de la estructura, en la cual se incluyen las propiedades mecánicas de los elementos utilizados en el modelo como son: Momento de Agrietamiento, Momento de Fluencia, Momento Ultimo, y la Curvatura Plástica Ultima. Estas propiedades dependen de la geometría de la sección, de las características del material y del nivel de carga axial. Los diagramas de interacción de los momentos de agrietamiento, fluencia, ultimo y la curvatura ultima plástica son determinadas aplicando la teoría clásica de concreto armado utilizando en este caso el programa GENERADOR desarrollado por Perdomo, M. [20], con los diagramas de iteraciones carga axial-momento flector es posible obtener el comportamiento de la sección en diferentes niveles de carga axial.

Así mismo se incluye el Momento Deslizante de la sección ( $m_s$ ), calculado mediante el procedimiento expuesto anteriormente, y que depende de las características de la sección y del máximo esfuerzo de adherencia desarrollado en la misma.

4. Se definen las Condiciones de Apoyo restringiendo los nodos de la base.

Licencia Creative Commons:

5. Se impone el registro sísmico digitalizado en los nodos de la base de la estructura.

Los resultados obtenidos una vez terminado el análisis de la estructura son:

1. Deformaciones totales de cada elemento de la estructura.
2. Momentos y fuerzas axiales del miembro.
3. Rotaciones plásticas
4. Daños en los extremos del miembro.
5. Fuerzas termodinámicas asociadas al daño y a las deformaciones plásticas.
6. Desplazamiento de los nodos
7. Reacciones en los apoyos.

Para este estudio se escogió el diseño de un pórtico de vigas planas diseñado por Quintero y Wight [22], siguiendo los lineamientos de diseño dictados por las normas ACI 1995 y UBC 94. Se realizó el rediseño del pórtico de vigas planas para obtener un pórtico de “vigas regulares” equivalente en resistencia al pórtico de vigas planas, considerando vigas regulares aquellas vigas que son mas altas que anchas y cuyo ancho es igual o inferior al de la columna que la soporta.

#### 4.1 SIMULACION DEL PÓRTICO DE VIGAS PLANAS

Para este caso se realiza el análisis dinámico de un pórtico de vigas planas sometido al sismo de “El Centro” cuyo acelerograma se muestra en la Figura 4.1. El pórtico consta de 12 pisos y 7 vanos, las dimensiones del pórtico y la numeración de los elementos están dadas en la Figura 4.2. En la Figura 4.3 se muestra la disposición de las secciones transversales en el pórtico. Las características geometrías de los elementos del pórtico son mostradas en la Figura 4.4.

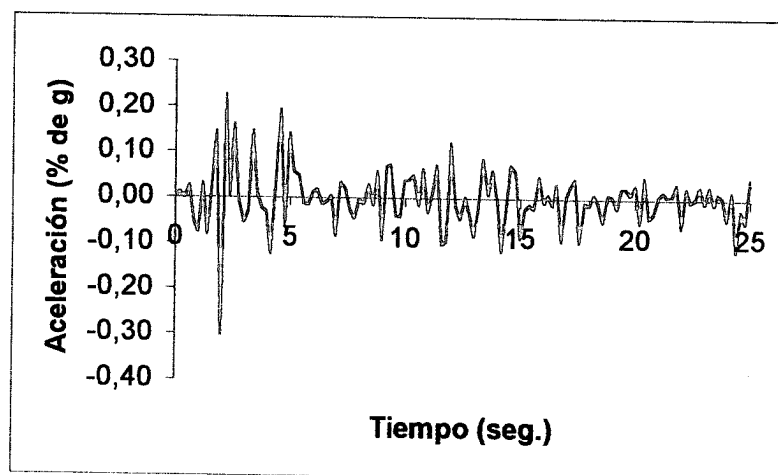
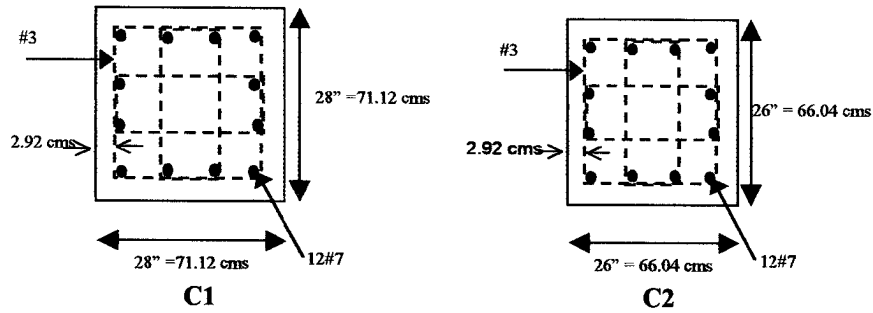


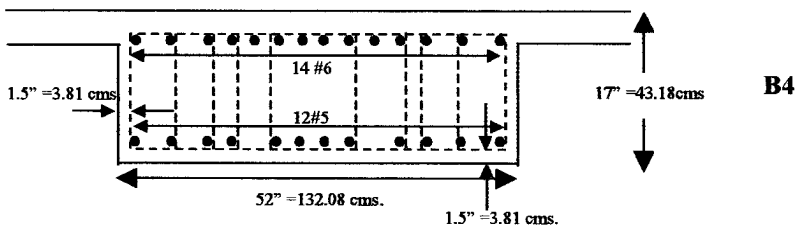
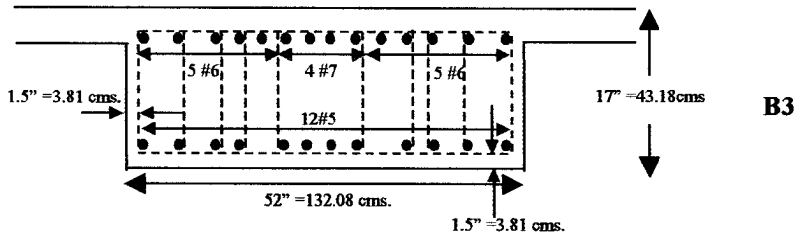
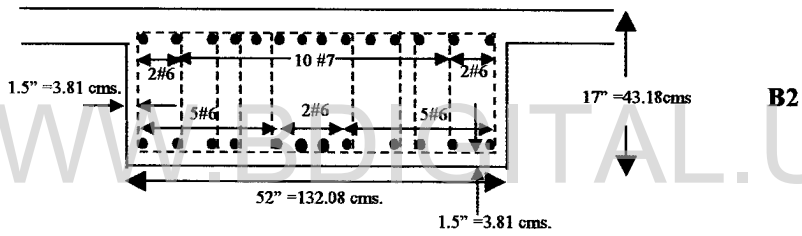
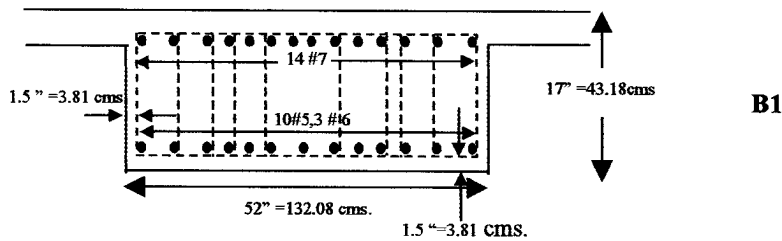
Figura 4.1 Acelerograma del sismo de “El Centro”

Licencia Creative Commons:





(a) Secciones de Columnas



(b) Secciones de Vigas

Figura 4.4 Dimensiones de los miembros y detalles de refuerzo del pórtico de vigas planas [22]

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En la Figura 4.5 se presenta la historia – tiempo de la deriva total en el tope de la estructura donde se observa que el máximo valor alcanzado es de 1.24%, a los 3.78seg. La máxima deriva de entrepiso alcanzada en el sexto nivel se presenta en la Figura 4.6 en la cual el valor de deriva máxima alcanzado es de 1.74%, a los 4.576 seg. En la Figura 4.7 se observan los diagramas de interacción carga-momento para las vigas y columnas del pórtico de vigas planas, los cuales representan todas las combinaciones posibles de momento de agrietamiento, momento plástico, momento último y la curvatura última de la sección de acuerdo al nivel de carga, necesarios para la determinación de los parámetros del modelo.

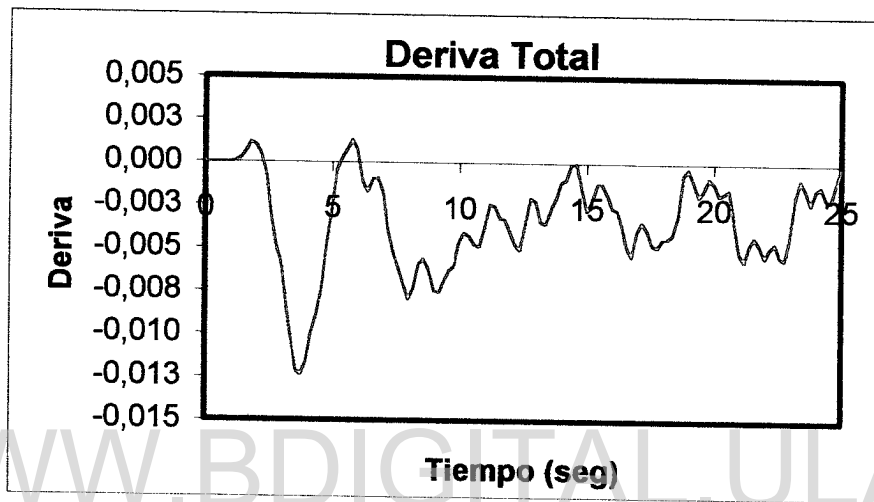


Figura 4.5 Deriva total del pórtico de vigas planas

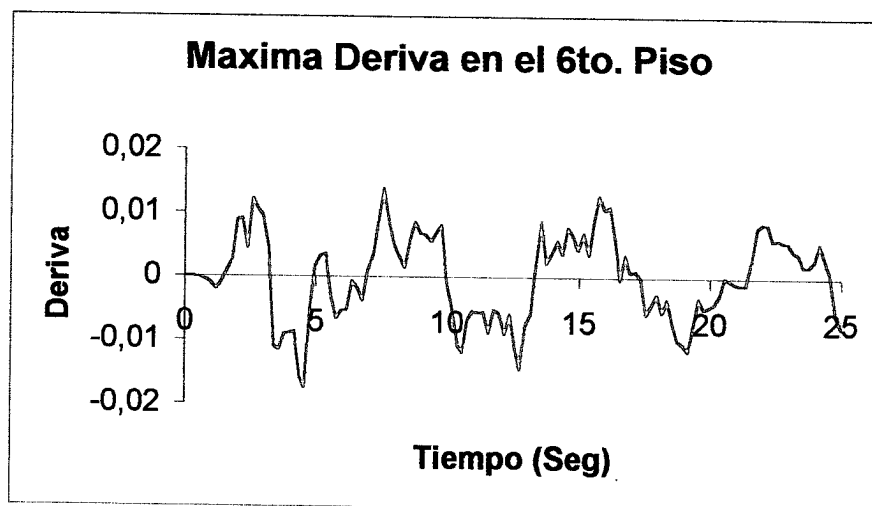


Figura 4.6 Máxima deriva de entrepiso para el pórtico de vigas planas.

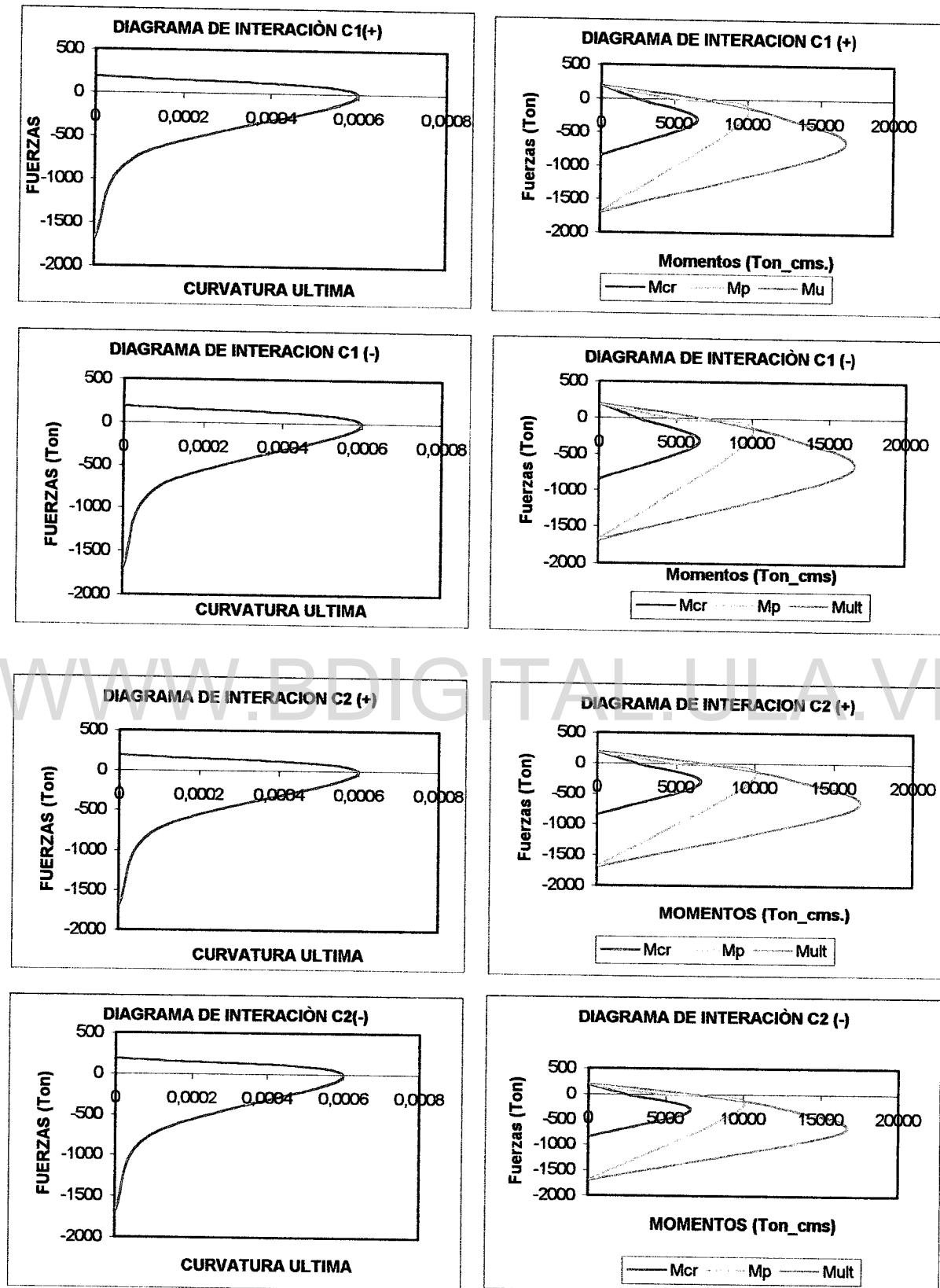


Figura 4.7 Diagramas de interacción de las secciones de columnas del pórtico de vigas planas

Licencia Creative Commons:

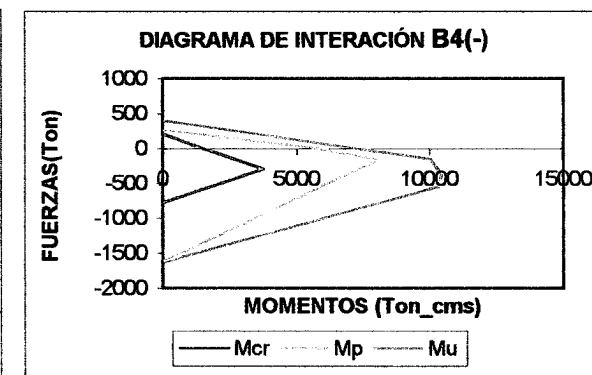
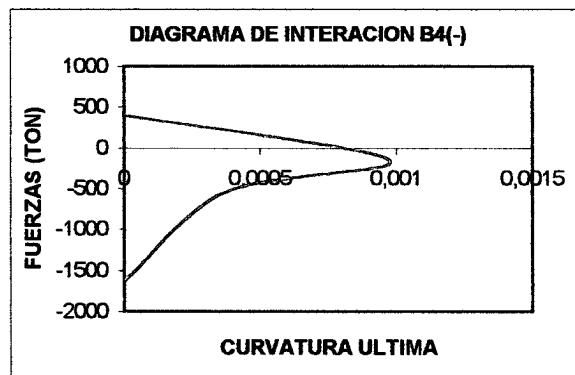
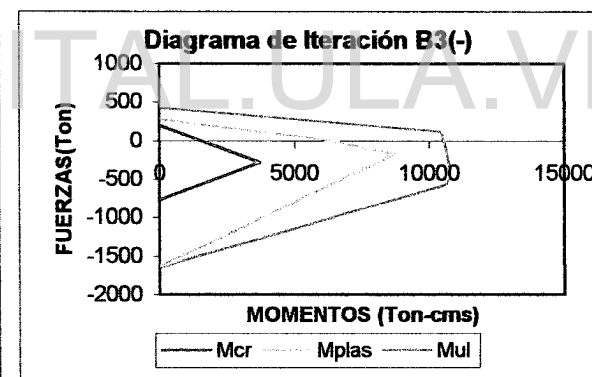
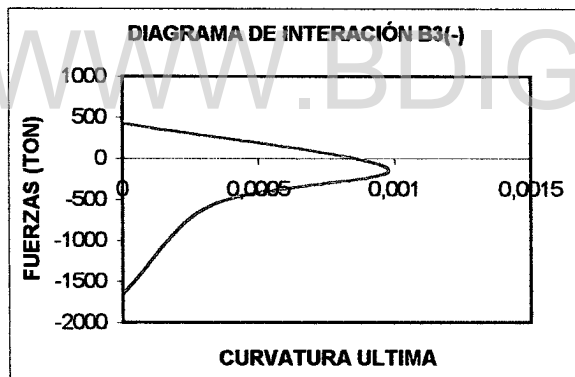
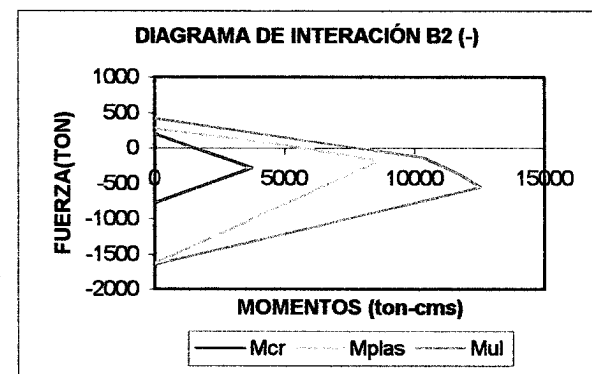
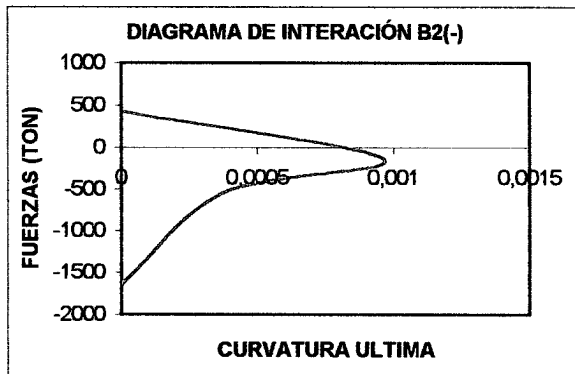
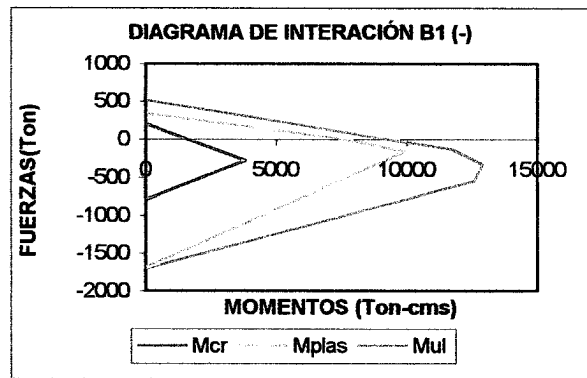
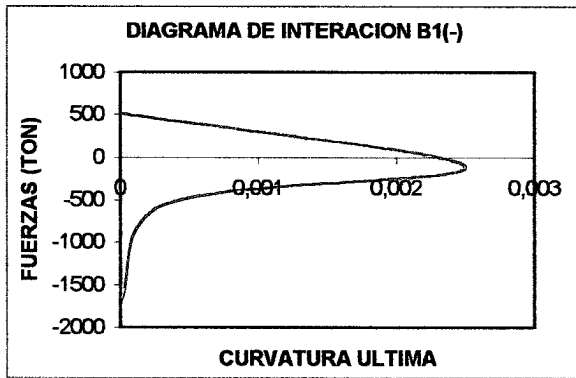


Figura 4.7 (cont.) Diagramas de interacción de las secciones de viga del pórtico de vigas planas

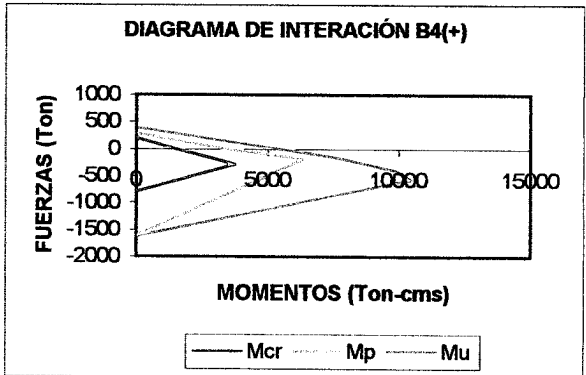
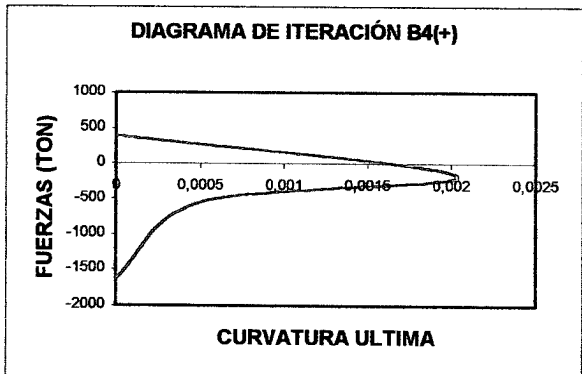
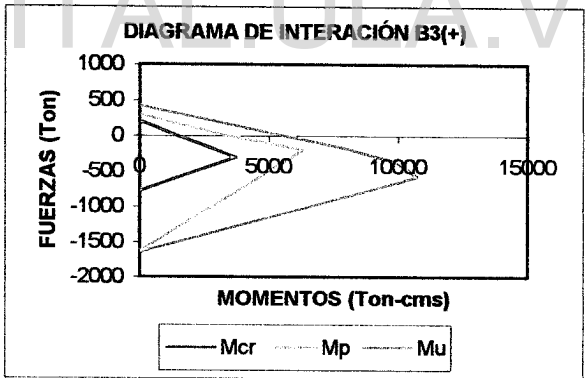
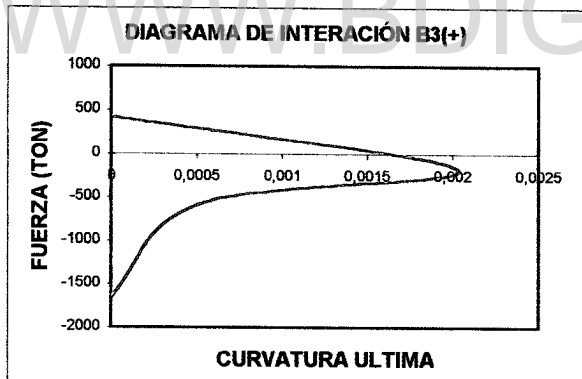
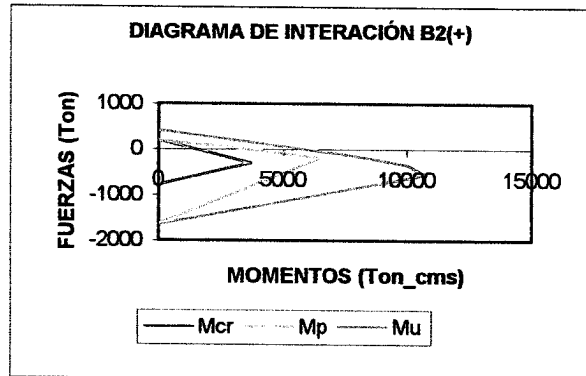
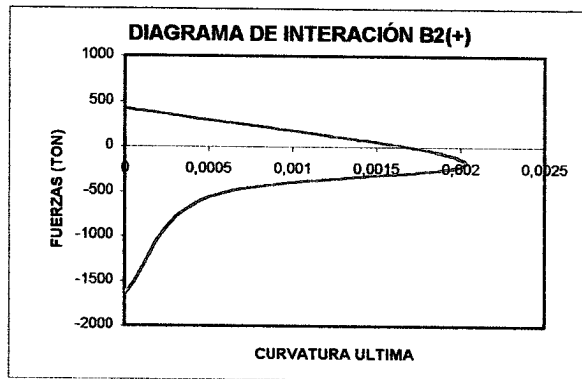
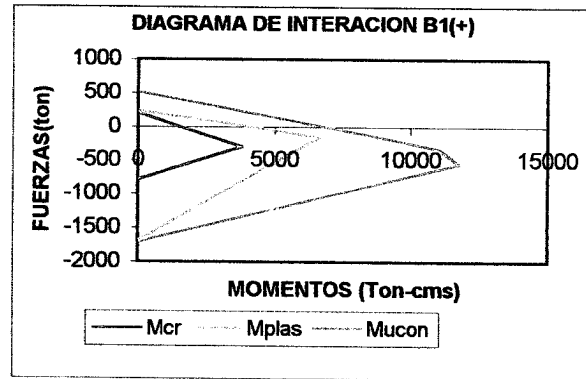
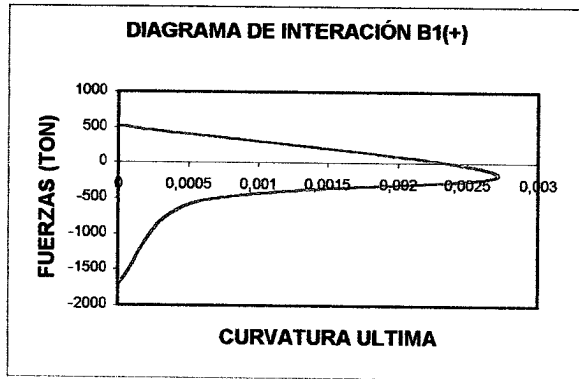


Figura 4.7 (cont.) Diagramas de interacción de las secciones de viga del pórtico de vigas planas

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

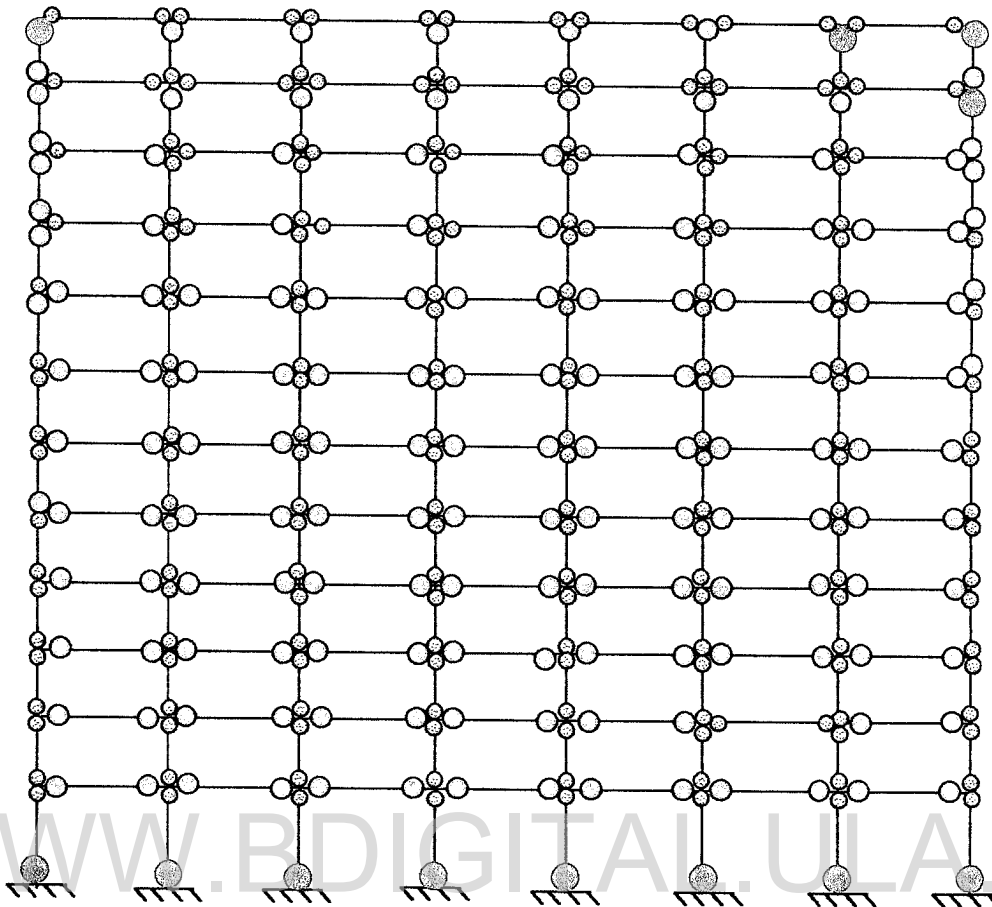


Figura 4.8 Mapa de Daños en las vigas y columnas del pórtico de vigas planas

○	0 – 10%	} Índice de Daños
○	10 – 20%	
●	20 – 30%	
○	30 – 40%	

Los índices de daños representan el estado de agrietamiento del elemento, estableciendo que el rango 0 – 10% constituye un elemento casi intacto con micro fisuras por otro lado un daño mayor a 40% caracteriza un elemento altamente dañado que no es reparable. En la Figura 4.8 se observa el nivel de daño que alcanza cada elemento del pórtico al ser sometido al registro sísmico de la Figura 4.1. Al comparar las columnas se observa que el máximo nivel de daño se obtiene en las columnas del primer nivel cuyos valores oscilan en un rango de 20 – 30%. En las vigas, el máximo nivel de daños alcanzado es de un 10 a un 20 % para las vigas que se encuentran en los niveles 1 hasta el 10, en los dos últimos niveles los daños disminuyen variando en un rango de 0 a 10%.

Licencia Creative Commons:

## 4.2 SIMULACIÓN DEL PÓRTICO DE VIGAS REGULARES

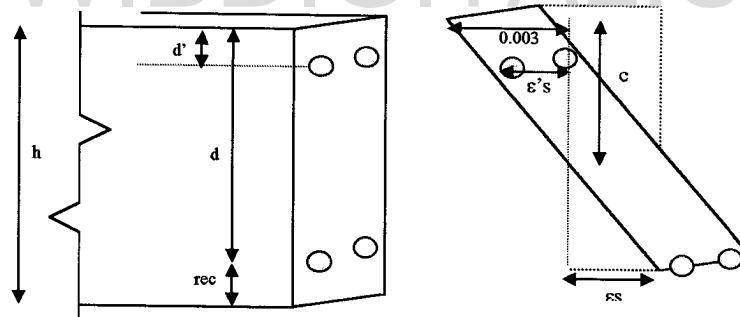
El pórtico de “vigas regulares” se obtuvo a partir del diseño del pórtico de vigas planas, tomando en cuenta lo siguientes:

- El pórtico de vigas regulares tiene las mismas dimensiones y numeración de elementos que el pórtico de vigas planas (Fig. 4.2), así mismo, la disposición de las secciones transversales en el pórtico (Figura 4.3)
- Las columnas poseen iguales dimensiones y propiedades que las de los pórticos de vigas planas, son idénticas en rigidez y resistencia. (Fig. 4.4 (a))
- Las vigas del pórtico normal se rediseñaron de manera tal que su resistencia última sea igual a las del pórtico de vigas planas, sin embargo debido al cambio en la geometría de las mismas su rigidez a flexión varía.

### 4.2.1 Diseño del pórtico de vigas regulares

El diseño de las “vigas regulares” se hizo siguiendo las recomendaciones establecidas en la norma Covenin [4], para el predimensionado de las mismas, en la cual se establece la altura mínima de vigas sin necesidad de calcular las deflexiones.

Partiendo de la teoría clásica de concreto armado, tomando en cuenta el diagrama de esfuerzos equivalente de Whitney y asumiendo que las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión, se calcula el momento último resistente de las vigas planas. Partiendo de ese valor se determina el refuerzo longitudinal para las vigas regulares.



“Secciones planas permanecen planas”

Figura 4.9 Deformaciones últimas del acero en miembros de concreto armado

Deformación y esfuerzo en el acero a compresión:

$$a = \beta_1 * c \rightarrow c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\frac{\epsilon's}{c - d'} = \frac{0,003}{c} \rightarrow \epsilon's = 0,003 \frac{c - d'}{c} = 0,003 \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} = 0,003 \frac{(a - \beta_1 d')}{a} \quad (4.1)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$f's = Es * \varepsilon_s \rightarrow f's = 2.1 * 10^6 \left[ 0.003 \frac{(a - \beta_1 d')}{a} \right] \longrightarrow f's = 6300 \left( \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \quad (4.2)$$

Deformación y esfuerzo en el acero a tracción:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{0,003}{c} \rightarrow \varepsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} = 0,003 \frac{d - a}{\beta_1 \frac{a}{\beta_1}} = 0,003 \frac{(\beta_1 d - a)}{a} \quad (4.3)$$

$$f_s = Es * \varepsilon_s \rightarrow f_s = 2.1 * 10^6 \left[ 0.003 \frac{(\beta_1 d - a)}{a} \right] \longrightarrow f_s = 6300 \left( \frac{\beta_1 d - a}{a} \right) \quad (4.4)$$

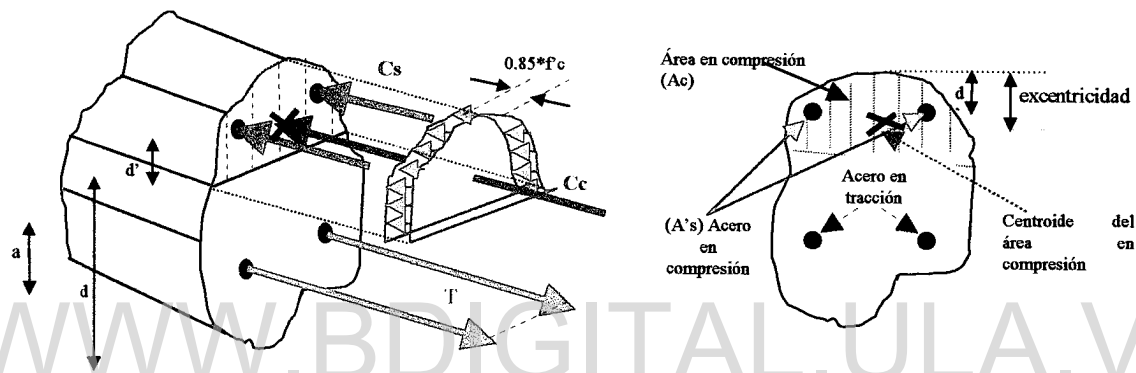


Figura 4.10 Fuerzas de compresión y tracción en elementos de concreto armado

Por equilibrio  $T = C_c + C_s$  (4.5)

Tomando :  $C_{c_{max}} = 0.85 f'c Ac$  y  $C_s = A_s f's$  (4.6)

El área de compresión  $Ac$  es función de  $a$ .

Cuando el acero en tracción fluye y en compresión no fluye, es decir:

$$6300 \left( \frac{\beta_1 d - a}{a} \right) > f_y \quad \text{y} \quad 6300 \left( \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) < f_y \quad (4.7)$$

Se tiene:

$$f_s = f_y \quad \text{y} \quad f's = 6300 \left( \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right)$$

$$A_s f_y = 0.85 f'c Ac + A's f's \longrightarrow A_s f_y = 0.85 f'c Ac + A's 6300 \left( \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \quad (4.8)$$

En el caso donde el acero a tracción no fluye y el acero a compresión fluye, es decir:

$$6300\left(\frac{\beta_1 d - a}{a}\right) < f_y \quad \text{y} \quad 6300\left(\frac{a - \beta_1 d'}{a}\right) > f_y \quad (4.9)$$

Se tiene:

$$f_s = 6300\left(\frac{\beta_1 d - a}{a}\right) \quad \text{y} \quad f'_s = f_y$$

$$A_s f_s = 0.85 f'_c A_c + A'_s f_y \longrightarrow A_s 6300\left(\frac{\beta_1 d - a}{a}\right) = 0.85 f'_c A_c + A'_s f_y \quad (4.10)$$

Cuando el acero en tracción y en compresión fluye, es decir:

$$6300\left(\frac{\beta_1 d - a}{a}\right) > f_y \quad \text{y} \quad 6300\left(\frac{a - \beta_1 d'}{a}\right) > f_y \quad (4.11)$$

Se tiene:

$$F_s = f_y \quad \text{y} \quad f'_s = f_y$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c A_c + A'_s f_y \quad (4.12)$$

De la ecuación 4.8, 4.10 ó 4.12 se obtiene el valor de  $a$ , calculando entonces el Momento Último Resistente de la sección mediante las siguientes expresiones:

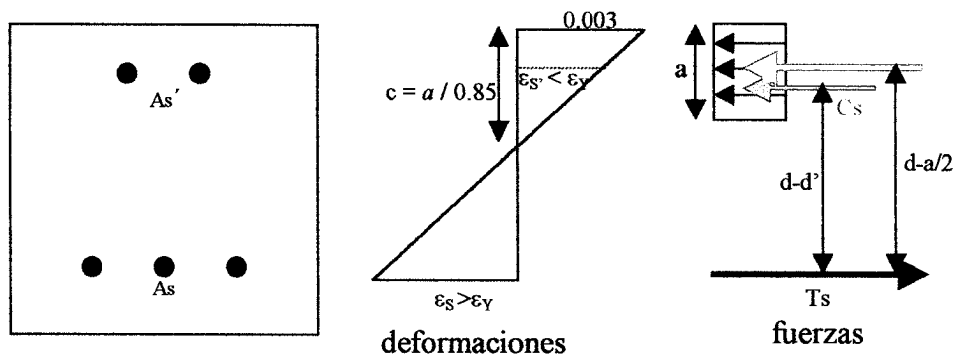


Figura 4.11 Distribución de fuerzas y deformaciones en elementos de concreto armado

$$M_u = 0.85 f'_c A_c (d - a/2) + A'_s f_y (d - d') \quad \text{si el acero en compresión fluye} \quad \text{ó} \quad (4.13)$$

$$M_u = 0.85 f'_c A_c (d - a/2) + A'_s f'_s (d - d') \quad \text{si el acero en compresión no fluye} \quad (4.14)$$

Se calcula para cada sección el  $M_u^+$  y el  $M_u^-$  tomando el área de acero correspondiente.

Luego, el valor de momento último resistente  $M_u$  de las vigas planas, se calcula el área de acero para las vigas regulares suponiendo sección sencilla y calculando el área de acero para momento positivo y negativo

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_u}{0.17 f_c b}} > h ; \text{armadura sencilla} \quad (4.15)$$

$$A_s = \tilde{n}d - \sqrt{(\tilde{n}d)^2 - \frac{2 \tilde{n} M_u}{f_y}} \quad (4.16)$$

$$A_s' = \tilde{n}d - \sqrt{(\tilde{n}d)^2 - \frac{2 \tilde{n} M_u}{f_y}} \quad (4.17)$$

$$\text{Siendo } \tilde{n} = \frac{0.85 f_c b}{f_y} \quad (4.18)$$

Siguiendo el procedimiento anteriormente expuesto se obtienen las secciones de viga para el pórtico equivalente (Fig.4.12), tomando para las columnas las mismas secciones usadas en el pórtico de vigas planas.

Para comparar la respuesta del pórtico de vigas planas con la respuesta del pórtico con vigas regulares, éste último es sometido al mismo registro sísmico “El Centro” obteniendo los mapas de daños y las derivas correspondientes. Es de hacer notar que la rigidez a flexión de las vigas planas es distinta a las de las vigas regulares, por lo tanto aunque los pórticos tengan resistencias parecidas en los miembros, la fuerza dentro del pórtico se distribuye de forma distinta.

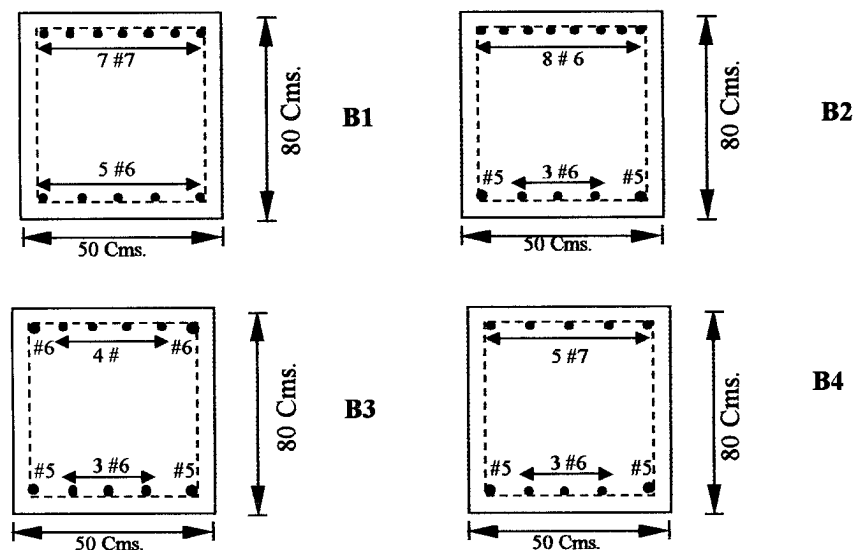


Figura 4.12 Características geométricas de las “vigas regulares”

Licencia Creative Commons:

En el pórtico de “vigas regulares” la deriva total alcanzada en el tope disminuye con respecto al pórtico de vigas planas, como se puede observar en la Figura 4.13 el máximo valor de deriva alcanzado fue de 1.09% a los 4.18 seg.; la máxima deriva de entrepiso se alcanzó en el noveno nivel con un valor de 1.307 % a los 3.73 seg. (Fig. 4.14)

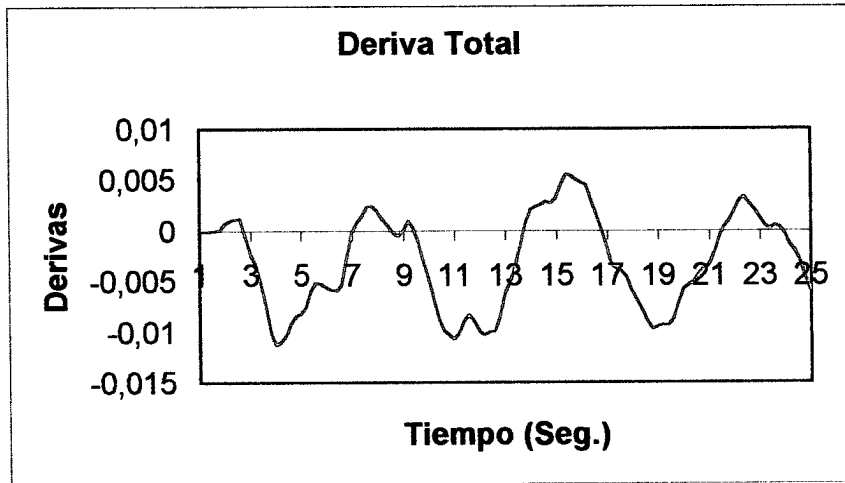


Figura 4.13 Deriva en el Tope del pórtico de “vigas regulares”

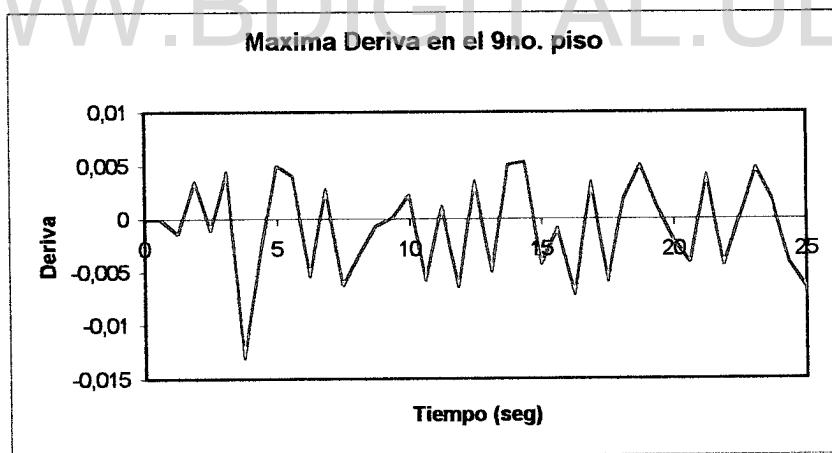


Figura 4.14 Máxima deriva en el pórtico de “vigas regulares”

La Figura 4.15 representa los diagramas de interacción para las vigas del pórtico de vigas “regulares” del cual se obtiene las combinaciones de carga-momento que originan agrietamiento, fluencia y condiciones últimas en la sección, además de las curvaturas asociadas al momento último. En la Figura 4.16 se observa el nivel de daño alcanzado en los elementos del pórtico observando que el máximo nivel de daño correspondiente a 30 – 40% es alcanzado en la columna del nivel inferior (elemento 8) las demás columnas del nivel inferior y dos del nivel superior reportan daños de entre 20 y 30%, en las vigas el máximo nivel de daño alcanzado fue de 20 a 30%.

Licencia Creative Commons:

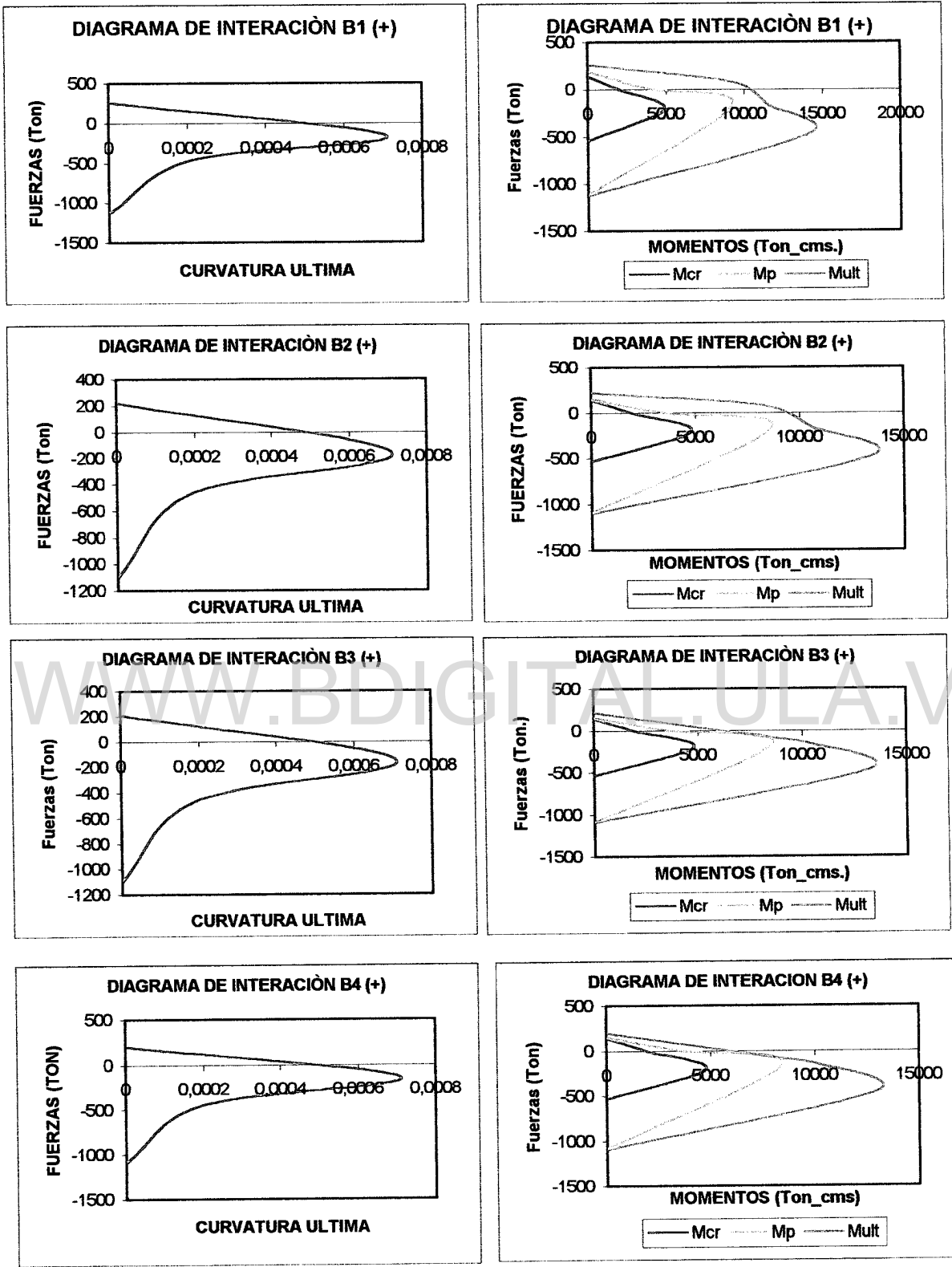


Figura 4.15 Diagramas de interacción para las secciones de viga del pórtico de vigas “regulares”

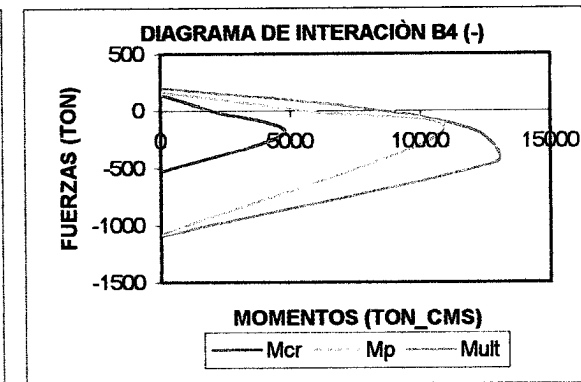
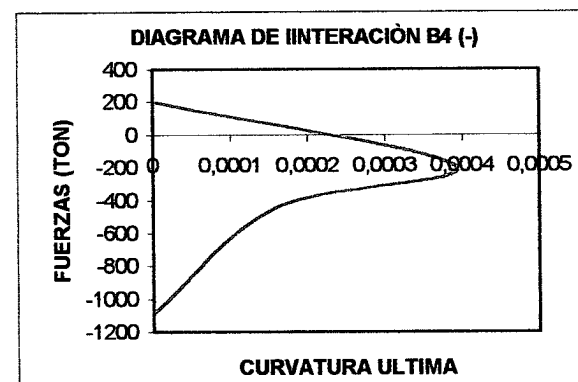
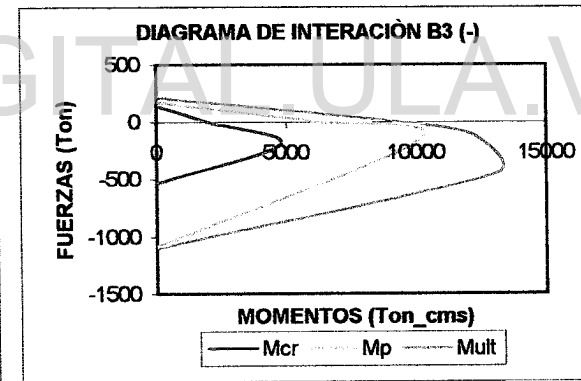
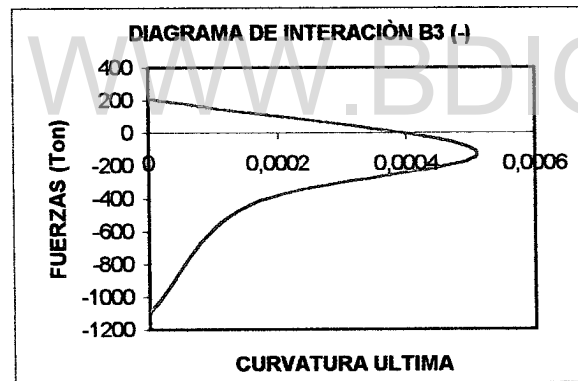
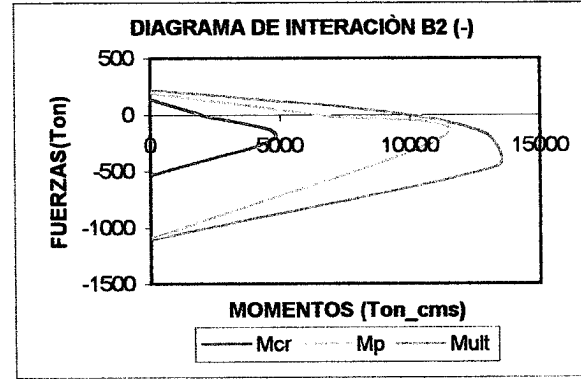
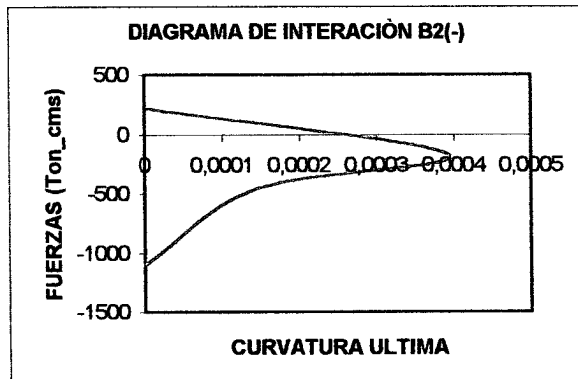
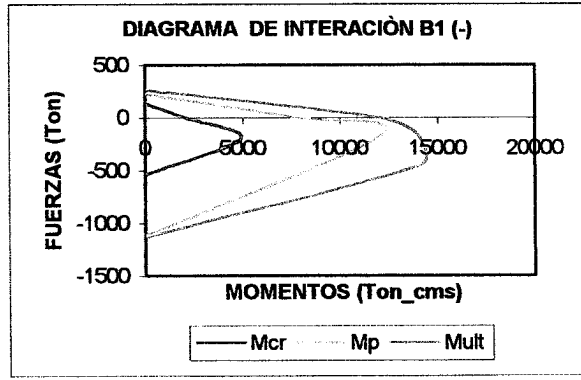
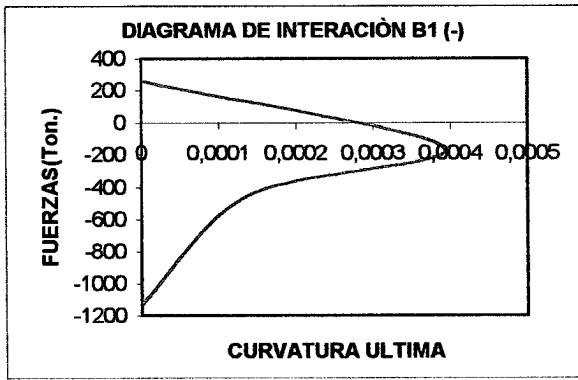
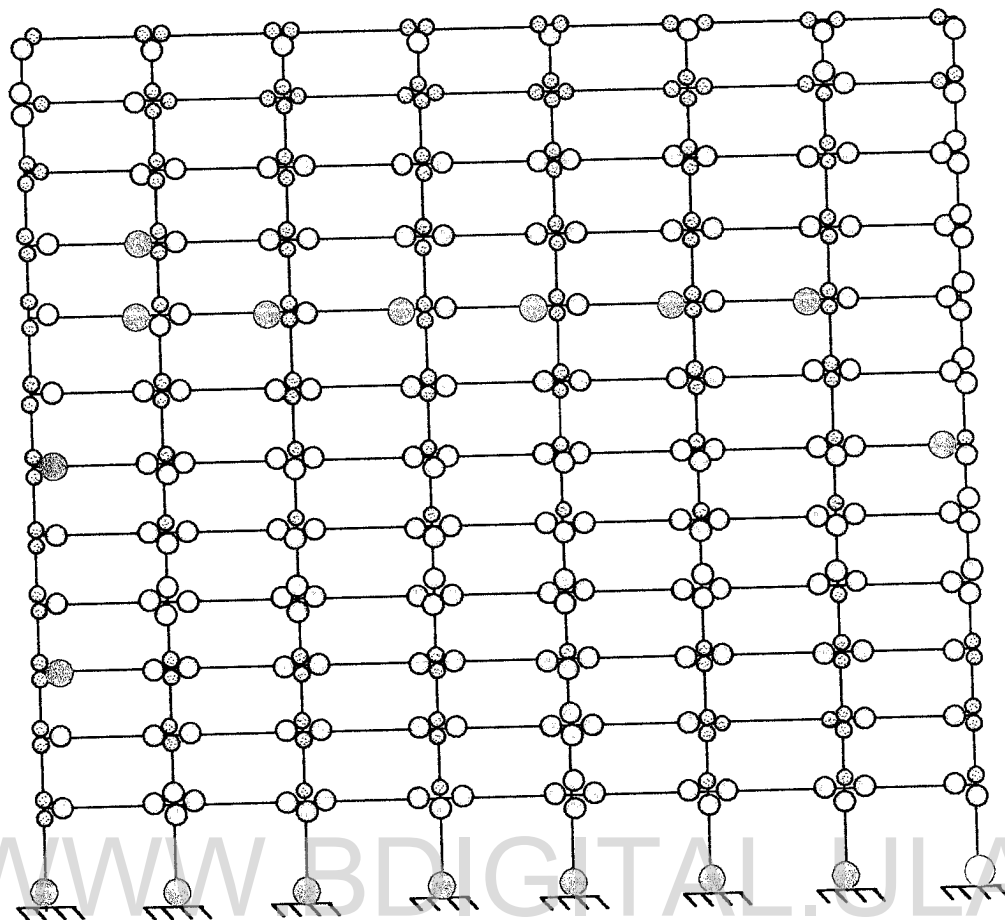


Figura 4.15 (cont.) Diagramas de interacción de las secciones de viga del pórtico de vigas “regulares”

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



- |   |          |                   |
|---|----------|-------------------|
| ● | 0 – 10%  | } Índice de Daños |
| ○ | 10 – 20% |                   |
| ● | 20 – 30% |                   |
| ○ | 30 – 40% |                   |

**Figura 4.16** Mapa de daños del pórtico de “vigas regulares”

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

En este trabajo se propone la expresión para el cálculo del momento deslizando ( $m_s$ ) (Ec.2.48) definido como el máximo momento que es capaz de resistir la sección sin deformaciones permanentes causadas por la pérdida de adherencia. Para ello se requiere el conocimiento de algunas propiedades de la sección y de los materiales tales como el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo y la longitud de adherencia. El esfuerzo de adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto se obtiene a partir de fórmulas basadas en la teoría plástica de anclaje y de análisis límite superior e inferior. Todas estas expresiones dependen de las características de la sección, de la calidad del material y de los distintos tipos de falla que se puedan presentar en el elemento. Para el caso de las uniones viga-columnas, la longitud de adherencia es tomada como el núcleo de la columna de concreto ya que en esta zona las barras de refuerzo experimentan un alto gradiente de fuerzas demandando grandes esfuerzos de adherencia. Cabe destacar que el problema del estrangulamiento por deslizamiento también se puede presentar en elementos aislados, como por ejemplo las vigas en volado, en donde sería necesario definir una longitud de adherencia apropiada.

A partir del momento deslizando ( $m_s$ ), es posible calcular el parámetro  $m_0$ . Aunque este parámetro carece de sentido físico alguno, permite representar el efecto del estrangulamiento en las gráficas histeréticas de fuerza-desplazamiento. Una vez conocidos el momento deslizando, el momento plástico, el momento último y la deformación plástica última, se dispone de una poderosa herramienta de análisis que permite simular la respuesta de una estructura de concreto armado sometida a cargas cíclicas. Esta herramienta permite representar los efectos de pérdida de rigidez y resistencia, fatiga de bajo ciclaje, la influencia de la carga axial variable en el comportamiento a flexión, y el efecto del estrangulamiento por deslizamiento del refuerzo longitudinal en elementos de concreto armado.

Para la validación del modelo propuesto se realizaron simulaciones numéricas de ensayos disponibles en la literatura, comparando la respuesta histerética de las gráficas fuerza – desplazamiento experimental con las obtenidas a partir de la aplicación del modelo histerético de daño implementado en el programa comercial de elementos finitos Abaqus.

El análisis aislado de conexiones interiores y exteriores garantizan el funcionamiento confiable del modelo para estructuras aporricadas de concreto armado siendo posible su implementación en cualquier programa comercial de elementos finitos, siempre y cuando los parámetros utilizados en el modelo como son las longitudes de anclaje de las barras analizadas, sean calculados correctamente.

Las simulaciones de uniones de vigas-columnas, permitieron determinar la influencia de la pérdida de adherencia y el consecuente deslizamiento de refuerzo en el comportamiento de un sistema estructural, indicando una reducción de su capacidad de absorción de energía reflejada en el estrangulamiento de las gráficas fuerza-desplazamiento.

Las curvas histeréticas obtenidas con las simulaciones numéricas reproducen con razonable similitud las obtenidas en los ensayos experimentales, lo que nos permite concluir que el momento deslizante ( $m_s$ ) y el parámetro deslizante ( $m_0$ ) son válidos. Estos resultados afirman que el estrangulamiento presentado en las gráficas histeréticas de comportamiento es producto de la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

Como caso de aplicación del modelo histerético de daño con deslizamiento se realizó el análisis de un pórtico de vigas planas y un pórtico de “vigas regulares” equivalente en resistencia al anterior, ambos sometidos a un registro de aceleraciones del sismo de “El Centro”. Como resultado de ese análisis se obtiene la respuesta estructural de los pórticos así como también los mapas de daños, lo que permite la evaluación del nivel de daños alcanzado por cada uno de los elementos de los pórticos al final del evento. En los pórticos con vigas regulares los daños son mayores y esto se debe a la rigidización de las vigas dejando la misma sección de las columnas, lo cual hace que se incremente el daño en las columnas.

Finalmente, se recomienda estudiar el efecto del estrangulamiento en elementos cortos en donde este puede presentarse con severidad. Además, un estudio paramétrico de todas las variables involucradas puede determinar soluciones para evitar la degradación de la adherencia y por lo tanto del estrangulamiento histerético. Es necesario la realización de ensayos experimentales para calibrar los parámetros del modelo y así validar los procedimientos analíticos y las suposiciones hechas en el modelo.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Bazán, E. y Meli, R., "Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa, 2001.
2. Bertero, V., Popov E. y Shao-Yeh, M. "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular ant T-Beams", University of California, Mayo 1976.
3. Durrani A., Wight J.K., "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Interior Connections Including a Floor Slab", ACI Structural Journal, 84-S42, pp. 400-406, Septiembre – Octubre, 1987.
4. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño." Norma Venezolana Covenin 1753-87.
5. Florez-López, J., "Modelo de Daño Concentrado para la simulación numérica del colapso de pórticos planos", Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño de Ingeniería. Vol. 9, pp.123-139,1993.
6. Florez, J., "Plasticidad y Fractura en Estructuras Aporticadas", Monografía CIMNE IS, 1999.
7. Florez L., J. y Quintero F., C., "Modelado de la Degradación de Adherencia en Elementos de Concreto Armado Sometido a Cargas Cíclicas", Memorias del IV Congreso Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas Cimenics, 1998.
8. Gastebled O., May I., "Numerical Simulation of Pulled Specimens", ACI Structural Journal 97-S34, pp. 308-315, Marzo – Abril, 2000.
9. Goto, Y., "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars", ACI Journal, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251, 1971
10. Guo J., Cox V., "Implementation of a Plasticity Bond Model for Reinforced Concrete.", Computers & Structures, Vol. 77, pp. 66-81, Julio, 1999.
11. Hatamoto, S., Bessho y Matsuzaki, Y., "Reinforced Concrete Wide-Beam-to-Column Subassemblages Subjected to Lateral Load", Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan, 1991
12. Ichinose, T., "Interaction Between Bond at Beam Bars and Shear Reinforcement in RC Interior Joints", Detroit, Michigan, 1991
13. Kaku, T. y Asakusa H., "Bond and Anchorage of Bars in Reinforced Concrete Beam-Column Joints" Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan, 1991

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela  
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

14. La Fave J., Wight J.K., "Reinforced Concrete Exterior Wide Beam – Column – Slab Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading", ACI Structural Journal. 96-S64, pp. 577-585, Julio- Agosto, 1999.
15. Leon, R., "Towards New and Anchorage Provisions for Interior Joints", Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan, 1991
16. Nielsen, M. P., "Limit Analysis and Concrete Plasticity" , CRS Press, 1999.
17. Nilson, A. y Winter, G., "Diseño de Estructuras de Concreto", McGraw-Hill, Duodécima edición, 2000
18. Park, R. Y Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 1986
19. Park, Y., Reinhorn, A., Kunnath, S., "Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame–Shear–Wall Structures (IDARC)", Technical Report NCEER-87-0008, pp. 2-13 / 2-21, Julio, 1987.
20. Perdomo, M., "Modelo Histerético de Daño para Pórticos de Concreto Armado con Fuerza Axial Variable", Tesis de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela, 1997.
21. Picón, Ricardo, "Evolución de la Degradación de Rigidez en Pórticos de Concreto Armado", Tesis de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de los Andes, Noviembre 1999.
22. Quintero–Febres, Carlos., "Investigation on the seismic behavior of RC interior wide-beam connections", PhD thesis University of Michigan, 1997.
23. Ramírez, A., "Análisis Dinámico con Modelos Histeréticos de Daños", Tesis de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de los Andes, Mérida Venezuela, 1995
24. Roufaiel M., Meyer C., "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No.3, pp. 429-443 Marzo 1987.
25. Stone W. y Taylor A.W., "Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in Accordance with AASHTO/CALTRANS Standard", National Institute of Standard and Technology, Gaithersburg MD, 1998
26. Tada, T. y Takeda, T., "Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam–Column Joints Subjected to Seismic Loading", Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan, 1991.
27. Takeda, T. Sozen, M. and Nielsen, N., "Reinforced Concrete Response to Simulated

Licencia Creative Commons.

Earthquakes”, Journal of the Structural Division, ASCE. Vol. 96, N. ST12, Dec.,1970, pp. 2557-2573.

28. Tepfers, R., “Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars”, Magazine of Concrete Research, V. 34, No. 106, Mar., pp. 3-12.
29. Thomson, E, Bendito A y Florez-López, J. “Simplified Model of Low Cycle Fatigue for RC Frames.”, Journal of Structural Engineering ASCE. Vol.124,Nº 9,1998
30. Williams, M., Sexsmith R., “Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art- Review”, Earthquake Spectra, Vol.11, No. 2, pp. 319-349, Mayo 1995.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE