UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS
IC2001
M4
V.1

ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LOS NIVELES ND2 Y ND3 DE LA NORMA COVENIN 1756-98 " EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES "

REALIZADO POR — Mendoza Bidó, Rafael Augusto
Wever Rey, Israel Martín

PROFESOR GUIA — Ing. José Manuel Velásquez

FECHA — Caracas, Octubre de 2.001

INDICE GENERAL

1. Introducción.....1

2. Marco Teórico 3

2.1. Miembros sometidos a flexión.....3

2.1.1. Introducción.....3

2.1.2. Suposiciones básicas de la teoria de la resistencia a flexión.....3

2.1.3. Bloque de esfuerzos equivalentes.....4

2.1.4. Resistencia de los miembros sometidos a flexión.....5

2.1.5. Análisis de secciones rectangulares doblemente reforzadas.....6

2.2. Miembros sometidos a flexión y carga axial.....10

2.2.1 Introducción.....10

2.2.2. Resistencia de miembros sometidos a flexión y carga axial.....12

2.3. Miembros sometidos a corte.....20

2.3.1 Introducción.....20

2.3.2. Diseño de miembros sometidos a corte.....21

2.4. Diseño Sismorresistente.....22

2.4.1. Introducción.....22

2.4.2. Niveles de Diseño.....23

3. Manual de uso del software.....25

3.1. Requisitos básicos.....25

3.2. Generalidades.....25

3.2.1 Capacidad resistente a flexión.....28

3.2.2. Capacidad resistente a flexocompresión uniaxial.....34
3.2.3. Capacidad resistente a corte.....36
3.2.4. Alcances y limitaciones.....48
3.2.5. Formulario Nivel de Diseño.....51

3.3. Formularios utilizados para la revisión de los requisitos para el Nivel de Diseño 2 (ND2).....53
3.3.1. Formulario PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2.....53
3.3.2. Formularios ND2 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1), ND2 VIGA 1 CENTRO (C 1), ND2 VIGA 1 EXTREMO DERECHO (D 1), ND2 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO (I 2), ND2 VIGA 2 CENTRO (C 2), ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 2).....55
3.3.3. Formulario ND2 COLUMNAS.....56
3.3.4. Formularios ND2 NODO 1 VIGA-COLUMNA (N 1), ND2 NODO 2 VIGA-COLUMNA (N 2), ND2 NODO 3 VIGA-COLUMNA (N 3), ND2 NODO 4 VIGA-COLUMNA (N 4).....57
3.3.5. Formulario ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA.....59
3.3.6. Formulario ND2 REVISÓN DE VIGAS.....59
3.3.7. Formulario ND2 REVISIÓN DE COLUMNAS.....61
3.3.8. Formulario ND2 REVISIÓN DE NODOS.....62

3.4. Formularios utilizados para la revisión de los requisitos para el Nivel de Diseño 3 (ND3).....63
3.4.1 Formulario PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 3.....63
3.4.2. Formulario ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1), ND3 VIGA 1 CENTRO (C 1), ND3 VIGA 1 EXTREMO DERECHO (D 1), ND3 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO (I 2), ND3 VIGA 2 CENTRO (C 2), ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 1).....64

3.4.3. Formulario ND3 COLUMNAS.....65
3.4.4. Formulario ND3 NODO 1 VIGA-COLUMNA (N 1), ND3 NODO 2 VIGA-COLUMNA (N 2), ND3 NODO 3 VIGA-COLUMNA (N 3), ND3 NODO 4 VIGA-COLUMNA (N 4).....67
3.4.5. Formulario ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA.....68
3.4.6. Formulario ND3 REVISIÓN DE VIGAS.....68
3.4.7. Formulario ND3 REVISIÓN DE COLUMNAS 70
3.4.8. Formulario ND3 REVISIÓN DE NODOS.....71

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....73

1. INTRODUCCIÓN.

La Norma COVENIN 1756-98 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES" establece los criterios mínimos de análisis y diseño para edificaciones ubicadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos, con la finalidad de proteger vidas y aminorar daños esperados en las edificaciones. Esta Norma debe trabajar en conjunto con la Norma COVENIN MINDUR 1753, la cual establece los requerimientos para el diseño y la construcción de los elementos de una estructura a proyectar en concreto armado, cuyas solicitaciones de diseño debido a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma COVENIN 1756-98 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES" , dicho vinculo entre el análisis estructural y el diseño y construcción de las edificaciones, es gracias a los Niveles de Diseño.

Dentro de este marco de referencia el trabajo especial de grado consiste en elaborar una herramienta computacional que nos permita la revisión de miembros estructurales ya diseñados, mediante la Norma ACI 318-99, en su Capitulo 21; correspondiente al Capitulo18 de la futura COVENIN-MINDUR 1753, basada en la Norma ACI 318-99.

Específicamente, se diseño y se programo un software en Visual Basic 6.0 Edición Profesional, que permite realizar cálculos de capacidades resistentes a flexión, flexocompresión uniaxial, y corte para miembros ya diseñados pertenecientes a pórticos regulares en edificaciones de concreto reforzado, con armados típicos y secciones rectangulares. Dichos cálculos son necesarios para la revisión sismorresistente de la estructura según los requerimientos establecidos para los Niveles de Diseño ND2 y ND3.

El programa inicialmente muestra una ventana que permite seleccionar el Nivel de Diseño requerido por la estructura y, siguiendo los requerimientos contemplados por la Norma ACI 318-99 en su capítulo 21 para el Nivel de Diseño seleccionado (ND2 ó ND3), se procede a realizar la revisión sismorresistente; el software está estructurado de la siguiente manera:

- Inicialmente se muestra una ventana denominada formulario **PÓRTICO,** donde se realizará la introducción de las características de los miembros pertenecientes al pórtico estudiado. Adicionalmente, se podrá calcular la capacidad a flexión de las vigas y la capacidad a flexocompresión uniaxial de las columnas.
- Seguidamente se muestra un formulario denominado **SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA,** en la cual se podrá acceder a las ventanas responsables de la revisión de la capacidad resistente al corte, para vigas, columnas y nodos, dependiendo de la opción deseada. Dicha revisión podrá ser realizada para deformadas típicas a la izquierda ó a la derecha correspondientes a la dirección del sismo.
- Por último se presenta una ventana denominada **ARTÍCULOS** donde se presentará de una manera resumida el resultado de la revisión sismorresistente de la estructura; mostrando cuales artículos correspondientes a cada miembro fueron satisfechos y cuales de ellos no cumplieron con exactitud los requerimientos contemplados por la Norma ACI 318-99, en su capítulo 21

2. MARCO TEÓRICO.

2.1 Miembros sometidos a flexión.

2.1.1 Introducción.

Las cargas que actúan en una estructura, ya sean cargas variables o de otros tipos, como cargas horizontales de viento o las debidas a cambios de temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debido a la carga externa.

Conforme se aumenta la carga, la viga soporta deformación adicional, propiciando el desarrollo de las grietas por flexión a lo largo de la luz de la viga. Incrementos continuos en el nivel de la carga conducen a la falla del elemento estructural cuando la carga externa alcanza la capacidad del elemento. A dicho nivel de carga se le llama **estado límite de falla en flexión.**

2.1.2. Suposiciones básicas de la teoría de la resistencia a flexión.

Al desarrollar una teoría general de la resistencia a flexión de las secciones de concreto reforzado se hacen cuatro suposiciones básicas:

1) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
2) Se conoce la curva esfuerzo deformación para el acero.
3) Se puede despreciar la resistencia a tracción del concreto.
4) Se conoce la curva de esfuerzo deformación para el concreto, que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión.

La primera suposición implica que la deformación longitudinal en el acero y el concreto en cualquier punto de una sección es proporcional a la distancia del eje neutro, principio de Bernoulli.

La segunda suposición quiere decir que las propiedades esfuerzo-deformación del acero están bien definidas.

La tercera suposición es casi exacta. Cualquier esfuerzo a tracción existente en el concreto es pequeño, como consecuencia, el concreto en la zona de tracción de la sección se omite en los cálculos de análisis y diseño y se supone que el refuerzo de tracción toma la fuerza total de tracción.

La cuarta suposición es necesaria para evaluar el comportamiento real de la sección.

2.1.3. Bloque de esfuerzos equivalente.

La distribución real del esfuerzo de compresión en una sección tiene la forma de una parábola creciente.(Ver Figura 2.1 c). Requiere de mucho tiempo evaluar el volumen del bloque de esfuerzos de compresión con esta configuración. En el cálculo de la fuerza de compresión, puede utilizarse con facilidad y sin pérdida de exactitud un bloque rectangular equivalente de esfuerzos propuesto por Whitney y por consiguiente la resistencia a momento flexionante de la sección. Este bloque de esfuerzos equivalente tiene una profundidad a y una resistencia promedio a la compresión de $0.85f'c$. El valor de $a = \beta_1 c$ se determina utilizando un coeficiente β_1 de manera que el área del bloque rectangular equivalente sea aproximadamente la misma que la del bloque de compresión parabólico, dando como resultado una fuerza de compresión C de igual valor en ambos casos.(Ver Figura 2.1 d).

El valor de $0.85f'_c$ para el esfuerzo promedio del bloque equivalente de compresión se basa en los resultados de pruebas de corazones del concreto en la estructura a una edad mínima de 28 días. Basado en muchas pruebas experimentales, el ACI adoptó como un valor límite de seguridad una deformación utilizable máxima de 0.003 en la fibra extrema a compresión del concreto en la resistencia a flexión de la sección. Dicho valor es razonablemente conservador. A esta deformación el concreto comprimido en un miembro a flexión normalmente no muestra grietas visibles o desconchamiento, aunque la deformación es mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo.

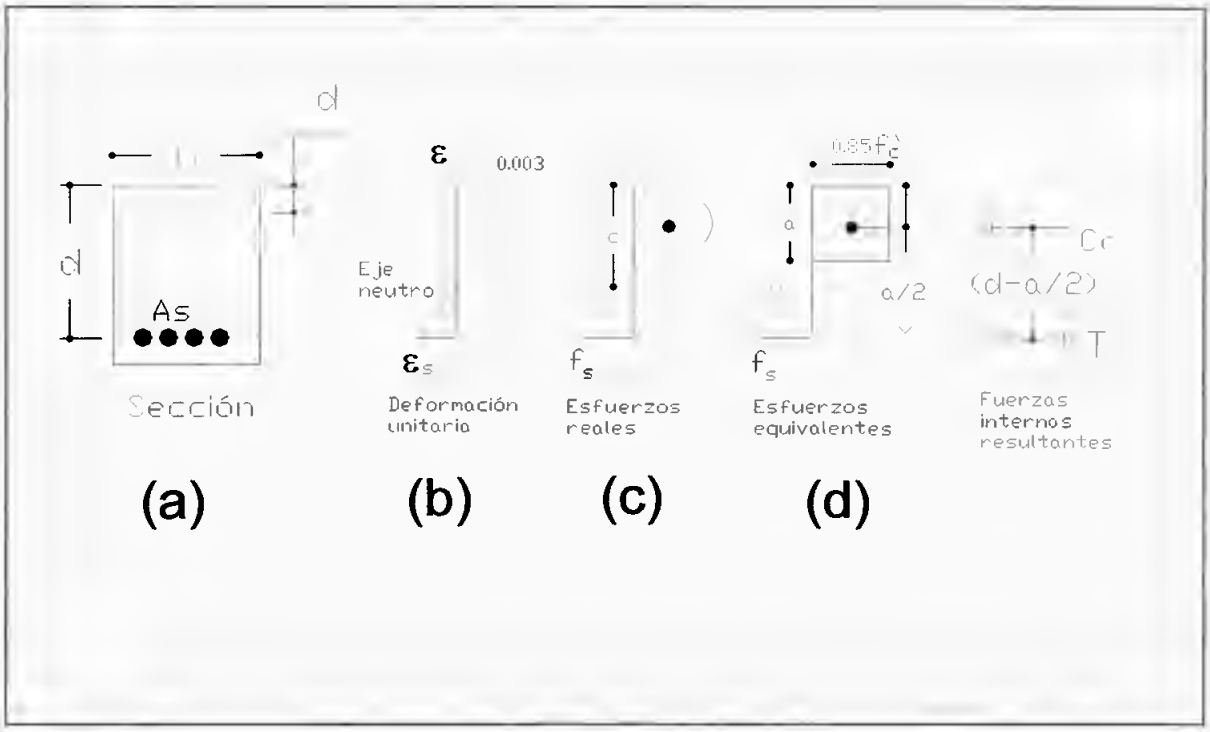


Figura 2.1 Distribución de esfuerzos y deformaciones en la viga: (a) sección transversal de la viga; (b) deformaciones; (c) bloque de esfuerzos reales; (d) bloque de esfuerzos equivalentes supuesto.

2.1.4. Resistencia de miembros sometidos a flexión.

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. La resistencia a flexión de las secciones de las vigas se estudia a continuación.

Las vigas de concreto simple o sin refuerzo no son suficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tracción en flexión es un pequeño porcentaje de la resistencia a la compresión en consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tracción a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión, por esta razón, se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tracción tan cerca como sea posible del extremo de la fibra

sometida a tracción, conservando en todo caso una protección adecuada (recubrimiento) del acero contra fuego y la corrosión.

En una viga de concreto reforzado, la tracción causada por los momentos flectores es resistida principalmente por el acero de refuerzo, mientras que el solo concreto usualmente es capaz de resistir la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales se garantiza si se impide el deslizamiento relativo entre ellos, para ello se utiliza barras corrugadas o cabillas estriadas con una alta resistencia por adherencia en la interface acero-concreto y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

Si la sección transversal de la viga está restringida gracias a consideraciones arquitectónicas u otras restricciones, puede ocurrir que el concreto no sea capaz de desarrollar la fuerza necesaria de compresión por lo que se provee a la misma con acero en la zona de compresión, dando como resultado una viga doblemente reforzada, es decir, una viga con refuerzo a compresión así como a tracción. La utilización del acero en la zona de compresión reduce las deflexiones del elemento a largo plazo y aumenta la ductilidad del miembro, además en algunos casos se colocan barras en la zona de compresión para considerar situaciones de carga que producen momentos mínimos o continuos a lo largo de la luz de la viga, o para servir de soporte a los estribos.

2.1.5. Análisis de secciones rectangulares doblemente reforzadas.

Las secciones doblemente reforzadas contienen refuerzo tanto en la cara a tracción como en la cara a compresión. Estas secciones son necesarias cuando por limitaciones arquitectónicas se restrinja el ancho de la viga en el centro de la luz ó porque la sección en el centro de la luz no es adecuada para soportar el momento negativo en el apoyo aun cuando se aumente de manera suficiente el acero a tracción en dicho apoyo. En tales casos, la mayoría de las barras inferiores en el centro de la luz se prolongan y anclan de manera apropiada en los apoyos para que actúen como refuerzo de compresión. Tanto

el acero a compresión como el acero a tracción en la sección del apoyo deberá sujetarse adecuadamente con estribos cerrados para prevenir el pandeo de las barras a compresión.

La Figura 2.2 muestra una sección doblemente reforzada, cuando se alcanza la resistencia a flexión. Dependiendo de las áreas y posiciones del acero, el acero a tracción y a compresión puede estar o no en la resistencia de cedencia cuando se alcanza el momento máximo. Sin embargo, la mejor forma de desarrollar el análisis de esa sección es suponiendo primero que todo el acero está cediendo, modificando luego los cálculos si se encuentra que parte o todo el acero no está en tal condición.

Si todo el acero está en cedencia, $f_s = f'_s = f_y$, en donde f_s es el esfuerzo en el acero a tracción, f'_s es el esfuerzo en el acero a compresión, y f_y es la resistencia de cedencia del acero. Entonces las fuerzas internas resultantes son:

Compresión en el concreto

$$C_C = 0.85 f`_C ab \tag{2.1}$$

Compresión en el acero

$$C_S = A`_S f_y \tag{2.2}$$

En donde A'_s = área del acero a compresión

Tracción en el acero, $$T = A_S f_Y \tag{2.3}$$

En donde A_s = área del acero a tracción.

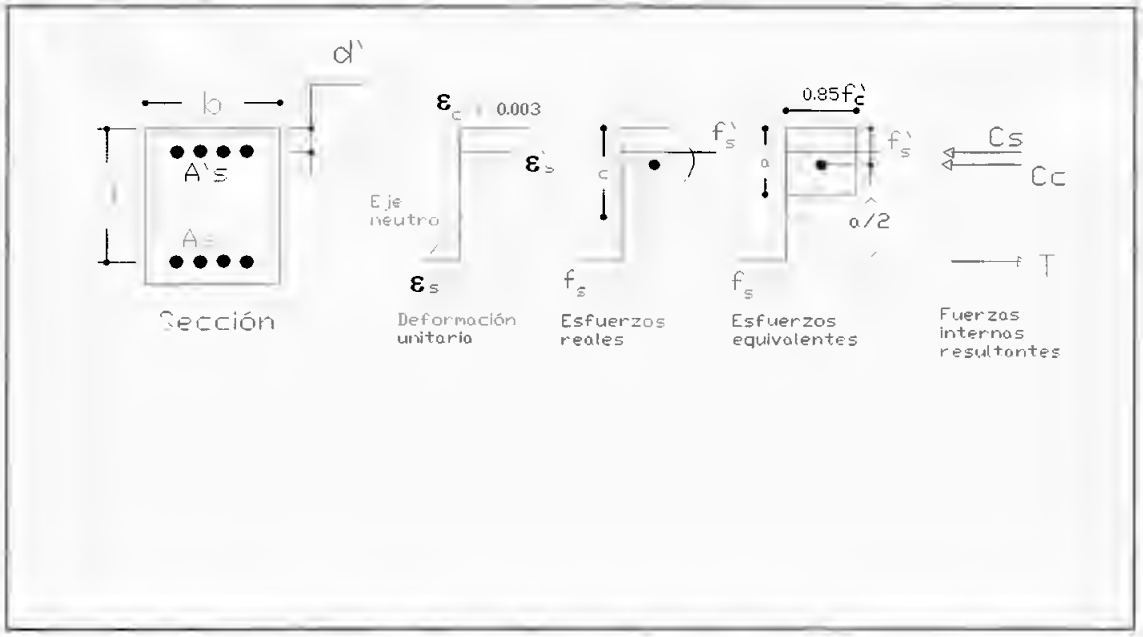


Figura 2.2 Distribución de esfuerzos y deformaciones para una sección de concreto doblemente reforzada

Realizando el equilibrio, se obtiene:

$$C = C_C + C_S = T \qquad \text{y} \qquad 0.85 f`_C ab + A`_S f_Y = A_S f_Y$$

$$\therefore \qquad a = \frac{(A_S - A`_S) f_Y}{0.85 f`_C b} \tag{2.4}$$

Ahora se puede utilizar el diagrama de deformaciones para verificar si el acero está cediendo. El acero está en esfuerzo de cedencia, si su deformación excede $\frac{f_Y}{E_S}$. De los triángulos semejantes en el diagrama de deformaciones tenemos:

$$\varepsilon`_S = \frac{0.003(C - d`)}{C} = \frac{0.003(a - \beta_1 d`)}{a} \tag{2.5}$$

$$\varepsilon_S = \frac{0.003(d-C)}{C} = \frac{0.003(\beta_1 d - a)}{a} \qquad (2.6)$$

$$f`_S = f_Y \quad Sí \quad \frac{0.003(a-\beta_1 d`)}{a} \geq \frac{f_Y}{E_S} \qquad (2.7)$$

$$f_S = f_Y \quad Sí \quad \frac{0.003(\beta_1 d - a)}{a} \geq \frac{f_Y}{E_S} \qquad (2.8)$$

Si se mantienen estas condiciones, es correcta la suposición de que todo el acero está cediendo y tomando momentos alrededor del acero a tracción, la resistencia a flexión está dada por

$$M_U = 0.85 f`_C ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A`_S f_Y (d - d`) \qquad (2.9)$$

En donde la ecuación 2.4 da como resultado el valor ***a***.

Cuando las comprobaciones mediante las ecuaciones 2.7 y 2.8 revelan que el acero no está cediendo, el valor de ***a*** calculado mediante la ecuación 2.4 es incorrecto, y se debe calcular el esfuerzo real del acero y ***a,*** a partir de la ecuación de equilibrio y del diagrama de deformación: en consecuencia, de la ecuación de equilibrio se tiene en general

$$a = \frac{(A_S f_Y - A`_S f`_S)}{0.85 f`_C b} \qquad (2.10)$$

Obteniéndose del diagrama de deformaciones:

$$f`_S = \varepsilon`_S E_S = \frac{0.003 E_S (a - \beta_1 d`)}{a} \quad ó \quad f_Y \qquad (2.11)$$

$$f_S = \varepsilon_S E_S = \frac{0.003E_S(\beta_1 d - a)}{a} \quad ó \quad f_Y \qquad (2.12)$$

por lo tanto,

$$M_U = 0.85 f`_C ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A`_S f`_S (d - d`) \qquad (2.13)$$

En las vigas doblemente reforzadas pueden ocurrir fallas a tracción y a compresión, igual que en vigas simplemente reforzadas. En las fallas a tracción cede el acero a tracción, pero en las fallas a compresión el acero a tracción permanece dentro del rango elástico; en ambos tipos de falla el acero a compresión puede o no estar cediendo. En las vigas reales el acero a tracción siempre estará cediendo y con mucha frecuencia la deformación en el nivel del acero a compresión es lo suficiente grande como para que ese acero esté en esfuerzo de cedencia. A mayor valor de ***a***, y a menores valores de ***d´*** y f_y, es más probable que el acero a compresión esté cediendo. En vez de desarrollar ecuaciones generales para todos los casos, es mejor deducir cada caso numéricamente a partir de los principios fundamentales.

2.2. Miembros sometidos a flexión y carga axial.

2.2.1. Introducción.

Las columnas se definen como elementos que soportan primordialmente cargas a compresión. Por lo general están también sometidas a momentos flectores, los cuales pueden producir esfuerzos de tracción en la sección.

El software trabaja con columnas cortas, en las cuales la resistencia de la misma se rige por las propiedades mecánicas del material y ésta no se ve afectada por las deflexiones laterales del elemento, es decir, no se trabaja con columnas esbeltas.

Las columnas de concreto se refuerzan mediante acero longitudinal y transversal. Generalmente el acero transversal tiene forma de ligaduras o zunchos espaciados estrechamente.

Los momentos flectores, en estructuras de concreto se producen por continuidad, es decir que las columnas son parte de pórticos monolíticos, produciéndose de esta manera una transmisión de momento entre vigas y columnas. Adicionalmente aunque se demostrara analíticamente que existe solo carga axial, ocurren imperfecciones inevitables en la construcción que obligan a considerar la existencia de flexión simultánea a la compresión. Gracias a ello, cuando se habla de columnas a compresión, no se refiere únicamente a fuerza axial pura, sino que se considerará siempre la presencia del momento.

Dentro de los principales aspectos que deben estudiarse en el diseño de columnas se encuentra el del análisis de la resistencia de la sección, lo cual constituye el problema fundamental a partir del cual se resuelven otros como el de revisión y dimensionamiento del elemento.

En el análisis de una sección dada lo que se busca es obtener las solicitaciones resistentes y para ello, a pesar de existir muchos métodos de diseño, todos difieren en sus alcances.

Actualmente, con la finalidad de hacer mucho más sencillos y rápidos estos cálculos, se hace imprescindible el uso de computadoras y en la práctica, a pesar de existir gran cantidad de programas para el diseño de columnas, la mayoría de ellos ofrecen como resultado final, distribuciones uniformes del acero en todas las caras del elemento, presentando una única alternativa de revisión. Mas aún, para el caso de columnas con momentos relativamente elevados aplicados en uno de sus ejes principales, estos métodos producen diseños antieconómicos y poco convenientes.

De todos los métodos aproximados, el que resulta más completo es el originado en las investigaciones de la Portland Cement Association en los años 1970; el cual logra obtener capacidades resistentes a momento último en flexocompresión uniaxial para diferentes distribuciones de acero.

2.2.2. Resistencia de miembros sometidos a flexión y carga axial

a) Columnas cortas cargadas axialmente

El parámetro más importante para el diseño de la estructura es la resistencia última del material, la máxima carga que el elemento puede sostener. En las construcciones, muchas de las cargas son aplicadas lentamente y de manera sostenida. Gracias a esto se produce el flujo plástico y la contracción del concreto, generándose deformaciones adicionales. Dicho flujo plástico y contracción del concreto tienen fuerte influencia en los esfuerzos en el acero y el concreto de una columna de concreto reforzado cargada axialmente bajo carga de servicio, aumentando el esfuerzo en el acero longitudinal y disminuyendo el esfuerzo en el concreto. Una columna con un alto porcentaje de acero longitudinal y bajo una carga elevada inicial puede quedar sometida a tracción en el concreto y compresión en el acero. Es por ello que en el estudio de las columnas reforzadas se hace el análisis en función de las deformaciones para las cuales llega a la rotura, independientemente del tipo de carga (cargas rápidas ó cargas lentas y sostenidas).

El acero alcanza su resistencia última para deformaciones unitarias del orden de 0.08 mientras que el concreto falla por aplastamiento a valores de deformaciones unitarias de 0.003.

En consecuencia la carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente es la suma de la resistencia de cedencia del acero mas la resistencia del concreto, y viene dada por la expresión:

$$P_o = 0.85\, f'_c \left(A_g - A_s\right) + f_y A_s \qquad (2.14)$$

en donde A_g es el área total de la sección transversal, A_s es el área total del acero longitudinal en la sección, y f_y es la resistencia de cedencia del acero.

Una columna confinada lateralmente con ligaduras o zunchos se comporta casi idénticamente hasta desarrollar la carga última P_o, contribuyendo

muy poco dicho refuerzo transversal a la resistencia de la columna. Una vez alcanzada la carga P_o una columna con ligaduras no espaciadas adecuadamente falla de inmediato, presentando a una ruptura del concreto y pandeo del acero longitudinal entre las ligaduras. Dichas ligaduras además aportan resistencia al corte, con el fin de mantener a las barras en posición dentro del encofrado para el momento del vaciado. Adicionalmente ensayos han demostrado que las ligaduras espaciadas estrechamente también aumentan la ductilidad del concreto confinado.

***b)* Análisis de compatibilidad de deformaciones.**

Como se expreso en el punto anterior la ecuación (2.14) aporta el valor de la compresión pura. En el caso de que además exista un momento aplicado, las deformaciones que produce este momento sobre cada uno de los puntos de la sección solicitada, ya no son iguales (todos los puntos se encuentran en el mismo estado de deformación).No se puede hablar entonces de distribución uniforme de las deformaciones y por tanto tampoco de los esfuerzos. Esto se traduce en una variación de las deformaciones en la sección transversal de la columna desde un máximo a tracción hasta un máximo a compresión. Si ahora se suman los efectos de una carga axial aplicada en el centro plástico de la sección mas un momento aplicado en la misma, se obtiene un estado de deformación no uniforme, y dependiendo de la relación existente entre las magnitudes del momento y de la fuerza axial, toda la sección estará sometida a compresión, o sino contará con zonas sometidas a tracción.

El esfuerzo actuante en cada punto de la sección va a depender de la deformación a la cual este sometido dicho punto. De modo que, siguiendo el diagrama de esfuerzos – deformación obtenido del ensayo del cilindro de concreto, puede determinarse que el diagrama de esfuerzos sobre la sección tiene un perfil mas o menos parabólico. Sin embargo gracias a anteriores investigaciones dicho volumen puede ser sustituido por un bloque rectangular equivalente.

Esta simplificación es prácticamente exacta cuando se trata de momentos alrededor de ejes principales o de secciones rectangulares sometidas a flexión pura.

c) Columnas cortas cargadas excéntricamente con flexión uniaxial.

La combinación de una carga axial P_u aplicada con la excentricidad $e = M_u/P_u$, será mostrada mas adelante.

En la siguiente sección se deducen las ecuaciones de resistencia para columnas cargadas excéntricamente, asumiendo que el concreto no está confinado aunque la columna lo este mediante ligaduras. Durante la carga última el concreto alcanza su capacidad máxima, aunque el acero longitudinal este o no en la resistencia de cedencia. Para la deducción de las ecuaciones de resistencia para columnas cortas cargadas excéntricamente es necesario considerar cuatro suposiciones básicas:

- Las curvas de esfuerzo - deformación del concreto y el acero se suponen válidas para determinar la resistencia a flexocompresión axial.
- La adherencia entre el acero y el concreto es perfecta.
- La resistencia del concreto a tracción es despreciable.
- La sección transversal permanece.

A continuación se considera solo la flexión alrededor de un eje principal de la sección (es decir, flexión uniaxial).

***d)* Análisis de secciones rectangulares**

En la Figura 2.3 se muestra una sección rectangular con barras en las cuatro esquinas, cargada excéntricamente a la carga última. Se considera que la profundidad del eje neutro es menor que el ancho h de la sección. Al igual que las vigas, en columnas puede ocurrir falla a tracción o a compresión dependiendo de si el acero a tracción alcanza la resistencia de cedencia; pero a diferencia de las vigas, en columnas no puede evitarse una falla por compresión

limitando el área del acero, gracias a que el tipo de falla depende del nivel de carga axial.

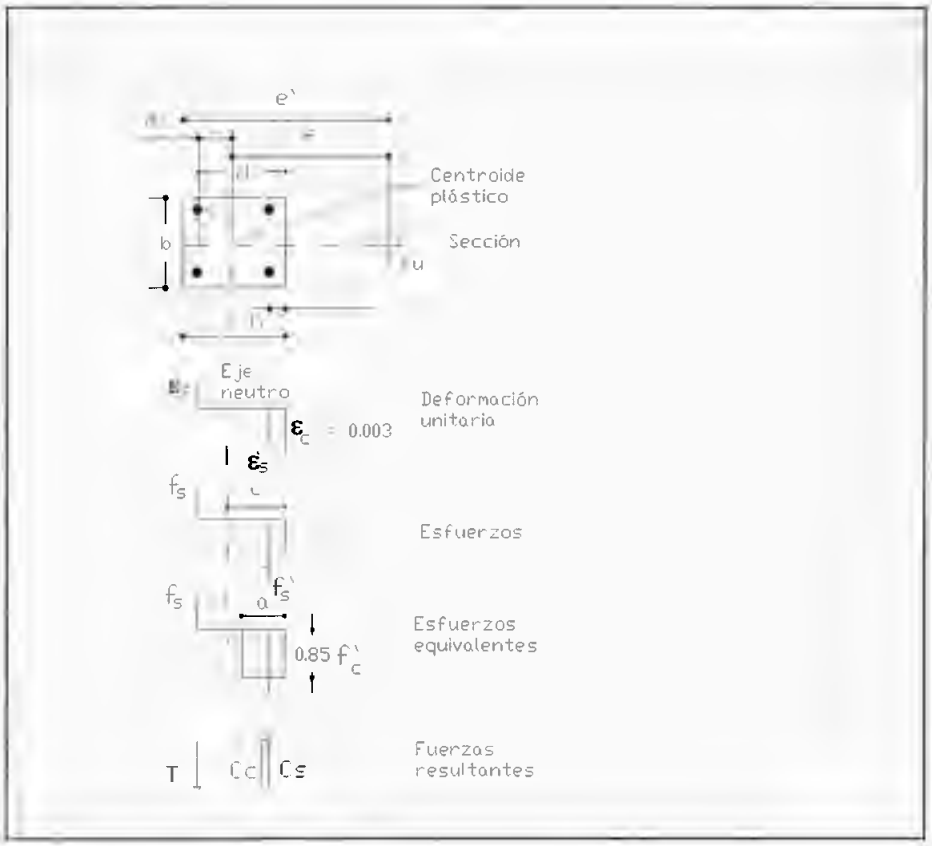


Figura 2.3 Sección de columna cargada excéntricamente a la carga última.

Generalmente el acero a compresión en columnas cargadas excéntricamente alcanza la resistencia de cedencia a menos que el acero sea de alta resistencia o cuando el nivel de carga sea bajo ó que la columna sea tan pequeña que el recubrimiento ***d´*** represente una dimensión relativamente grande. (Ver Figura 2.3)

Asumiendo que el esfuerzo del acero a compresión $f'_s = f_y$, se obtiene la ecuación de equilibrio de las fuerzas internas en la columna:

$$P_u = 0.85\, f'_c\, ab + A'_s\, f_y - A_s\, f_s \qquad (2.15)$$

y la expresión obtenida de tomar momentos respecto al acero a tracción es:

$$P_u e' = 0.85\, f'_c\, ab\,(d - 0.5a) + A'_s\, f_y\,(d - d') \qquad (2.16)$$

en donde ***e´*** es la excentricidad de la carga última P_u medida desde el centroide del acero a tracción A_s , f'_c es la resistencia a compresión del concreto, f_y es la resistencia de cedencia del acero, f_s es el esfuerzo en el acero a tracción, A'_s es el área del acero a compresión, ***a*** es el ancho del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, ***b*** es la profundidad de la columna, ***d*** es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del acero a tracción y ***d´*** es la distancia desde la fibra a compresión extrema hasta el centroide del acero a compresión.

En ocasiones es más conveniente utilizar la excentricidad ***e*** de P_u desde el centroide plástico, quien no es mas que el centroide de resistencia de la sección si se comprime el acero al esfuerzo de cedencia (f_y) y el concreto al esfuerzo máximo ($0.85f'_c$), a deformaciones uniformes en toda la sección; es decir, el centroide plástico es el punto de aplicación de la carga externa P_o quien produce una condición de falla por carga axial. Gracias a la anterior aclaración puede obtenerse la siguiente expresión:

$$d'' = \frac{0.85\, f'_c\, bh(d - 0.5h) + A'_s\, f_y\,(d - d')}{0.85\, f'_c\, bh + (A_s + A'_s) f_y} \qquad (2.17)$$

en donde ***d"*** es la distancia desde el centroide plástico al centroide del acero a tracción de la columna cargada excéntricamente. La manera mas adecuada para ilustrar las combinaciones de P_u y $P_u e = M_u$ que provocan la falla de una columna cargada excéntricamente, es mediante un diagrama de interacción; ya sea falla a compresión o falla a tracción (Ver Figura 2.4). Cualquier combinación de carga axial y excentricidad que de un punto entre el segmento de curva **AB** provocará una falla a compresión; por el contrario cualquier

combinación entre **BC** provocará una falla a tracción, en donde la falla por cedencia del acero a tracción precede al aplastamiento del concreto comprimido. En el punto B se genera una falla balanceada. Es por ello que cualquier combinación de carga axial y excentricidad que de un punto dentro del área del diagrama de interacción no generará fallas en la columna; mientras que un punto fuera de la misma no puede ser tomado ya que supera los límites de resistencia a la flexocompresión uniaxial para la columna en estudio.

Es importante mencionar que las ecuaciones antes desarrolladas no son necesariamente válidas para el cálculo de la capacidad de una columna que se encuentre en los otros dos casos de esfuerzo - deformación.

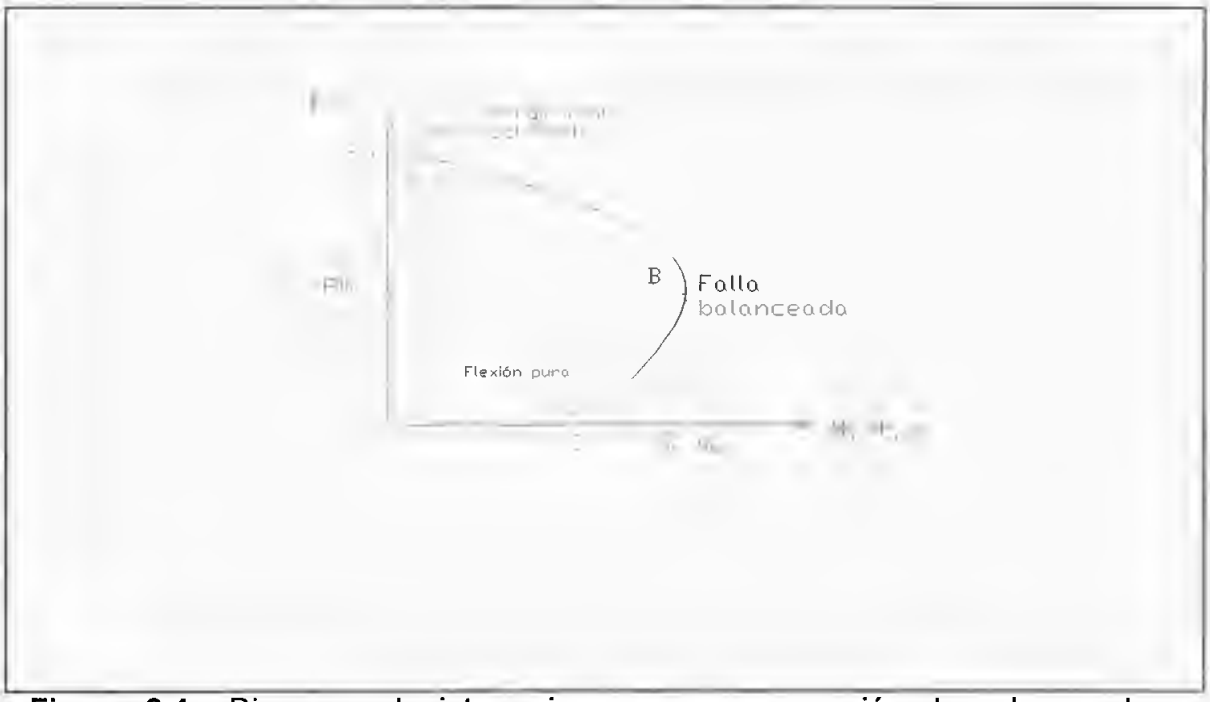


Figura 2.4 Diagrama de interacciones para una sección de columna de concreto reforzado cargada excéntricamente.

En el método original propuesto por la P.C.A., las capacidades a flexión uniaxial en secciones rectangulares sometidas a carga axial, vienen presentados en tablas (en vez de en forma de diagramas de interacción) lo cual resulta ser incomodo para un uso frecuente de dichas tablas. Es por ello que este método es adaptado mediante diagramas de interacción aproximados a dichas tablas, mediante ecuaciones, con las cuales se obtendrán los valores del parámetro beta y los coeficientes de momento último $Mux/\phi bt^2f'_c$ ó $Muy/\phi tb^2f'_c$ en flexocompresión uniaxial para distribuciones usuales de acero. El parámetro beta es responsable de definir la forma mas o menos pronunciada de la isocarga y depende principalmente del nivel de carga axial (relación Pu/Po) y del porcentaje total de acero longitudinal ρ ; y en un menor grado de las variables f_y y f'_c .

Para obtener los polinomios que permitirán calcular los valores de beta y los coeficientes de momento ultimo proporcionados por las tablas de la P.C.A., se empleo un programa que aproxima funciones mediante el método de los mínimos cuadrados. Debido a que dichas tablas se corresponden con las distribuciones particulares de las barras de acero, se hizo necesaria la búsqueda de diferentes polinomios para cada tabla.

Como los valores de beta dependen de la relación de recubrimiento (g), porcentaje de acero longitudinal (ρ) y nivel de carga axial (Pu/Po), los mismos se relacionaron con el nivel de carga axial a través de un polinomio de grado 4, obteniéndose así los coeficientes primarios (AA, BB, CC, DD, EE). Relacionándose estos con el porcentaje de acero a través de un polinomio de grado 3 obteniéndose así los coeficientes finales (AA1, AA2, AA3, AA4, BB1, BB2, BB3, BB4, CC1, CC2, CC3, CC4, DD1, DD2, DD3, DD4, EE1, EE2, EE3, EE4) .

Quedando de esta manera para cada arreglo de barra las siguientes expresiones:

$$\beta = AA + BB\frac{P_U}{P_O} + CC\left(\frac{P_U}{P_O}\right)^2 + DD\left(\frac{P_U}{P_O}\right)^3 + EE\left(\frac{P_U}{P_O}\right)^4$$

donde:

$$AA = AA1 + AA2\rho + AA3\rho^2 + AA4\rho^3$$

$$BB = BB1 + BB2\rho + BB3\rho^2 + BB4\rho^3$$

$$CC = CC1 + CC2\rho + CC3\rho^2 + CC4\rho^3$$

$$DD = DD1 + DD2\rho + DD3\rho^2 + DD4\rho^3$$

$$EE = EE1 + EE2\rho + EE3\rho^2 + EE4\rho^3$$

Los polinomios que aproximan los valores de los coeficientes de momento último relacionan tres variables, la cuantía mecánica $q = \rho * f_y / f'_c$, la relación de recubrimiento g = d/h, y $P_u/\phi f'_c bt$; estos polinomios resultaron ser de grado 3 y mediante los cuales se obtuvieron los coeficientes iniciales (A, B, C, D), luego relacionando estos coeficientes con la cuantía mecánica a través de un polinomio de segundo grado obteniéndose estos coeficientes secundarios (A1, A2, A3, B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C4, C5, D1, D2, D3, D4, D5) y por último se relacionaron estos coeficientes secundarios con la relación de recubrimiento g para lograr encontrar los coeficientes finales que se usarían directamente para poder sistematizar el diseño de columnas a través del método de la P.C.A.

Esta aplicación para el cálculo de la capacidad a flexocompresión uniaxial en columnas cortas fue tomada del trabajo especial de grado realizado en la Universidad Metropolitana " Diseño de columnas a flexocompresión biaxial con el método de la P.C.A. ".

2.3 Miembros sometidos a corte.

2.3.1. Introducción

La gran mayoría de los miembros estructurales de concreto reforzado no pueden escapar de tener que resistir fuerzas cortantes. Estas fuerzas rara vez actúan por sí mismas, sino en combinación con flexión, carga axial y quizás torsión. Además de identificar el efecto de fuerzas cortantes que actúan por si solas, es necesario examinar las interacciones posibles con las otras acciones estructurales. Para el caso de vigas, la adherencia entre el concreto y el refuerzo y el anclaje de este, trabaja íntimamente con los mecanismos que resisten corte.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de la falla por corte es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión. Esto está en fuerte contraste con la naturaleza de la falla a flexión. Para vigas comunes subreforzadas, la falla a flexión se inicia por fluencia gradual del acero a tracción acompañada por agrietamiento obvio del concreto y grandes deflexiones, que dan aviso evidente y la oportunidad de tomar medidas correctivas.

La transmisión de corte en las vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tracción y compresión del concreto. En consecuencia, no es de sorprender que una falla por corte por lo general sea no dúctil. Por esta razón, se debe intentar suprimir dicha falla. En especial, en las estructuras resistentes a sismos se pone gran atención a la ductilidad, razón por la que el diseño debe asegurar que jamás ocurra una falla por corte. Es por ello que la viga o el elemento estructural se debe reforzar por corte para así asegurar que falle a flexión antes de que ocurra la falla por corte en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso ó al momento de un sismo.

2.3.2. Diseño de miembros sometidos a corte.

Los miembros diseñados por corte, básicamente dependen de la resistencia última al corte V_u, quien representa la resistencia al corte del concreto V_c, mas la resistencia al corte del acero de refuerzo transversal V_s:

$$V_u = \phi * (V_s + V_c) \tag{2.18}$$

donde, ϕ es un factor de minoración de resistencia igual a ***0.85***.

La resistencia al corte del refuerzo transversal V_s se calcula según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_{sh} b_w f_{yh}}{S} \tag{2.19}$$

donde, A_s es el área transversal del refuerzo por corte, multiplicada por el número de ramas de la sección transversal del miembro, b_w es la profundidad de la sección en análisis, S es la separación del refuerzo transversal.

Por ultimo, la resistencia al corte del concreto V_c, relacionada con la capacidad de resistir tracción por parte del concreto viene expresada según la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \tag{2.20}$$

donde, f'_c, es la resistencia a compresión del concreto, d es la altura de la sección.

2.4. DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.4.1. Introducción

Los sismos son el resultado de un movimiento súbito de las placas tectónicas en la superficie terrestre. El movimiento ocurre en las líneas de falla, y la energía liberada se transmite a través de la tierra en forma de ondas que producen movimientos del terreno, en ocasiones, a muchos kilómetros de distancia del epicentro. Las regiones adyacentes a las líneas de fallas activas son las más propensas a experimentar terremotos, de igual manera las condiciones locales presentan gran influencia en la intensidad del movimiento.

Los sismos producen movimientos aleatorios tanto horizontales como verticales, en el diseño sismorresistente se hace mas énfasis en el movimiento horizontal del terreno debido a que la componente horizontal de un terremoto excede en general a la componente vertical y a que las estructuras en su mayoría son mucho más rígidas y resistentes para la respuesta ante cargas verticales en comparación con su repuesta ante cargas horizontales.

Las previsiones de diseño de las edificaciones contra posibles acciones sísmicas son respaldadas y justificadas por las normas en vigencia, se acepta que estas contienen restricciones que garantizan la seguridad de las edificaciones.

Para el diseño y la construcción de los miembros estructurales a proyectar en concreto armado es necesario el cálculo de las solicitaciones de diseño debido a las acciones sísmicas, estas se determinan, en la actualidad, mediante la Norma COVENIN 1956-98 "Edificaciones Sismorresistentes".

Por otro lado, en la Norma ACI 318-99, en su Capitulo 21; correspondiente al Capitulo 18 de la futura COVENIN-MINDUR 1753, basada en el ACI 318-99, se establecen los requerimientos especiales según el Nivel de Diseño.

2.4.2. Niveles de Diseño

Los Niveles de Diseño permiten vincular el análisis estructural con el diseño y la construcción de las edificaciones. Según la Norma COVENIN 1956-98 "Edificaciones Sismorresistentes". Nivel de Diseño es el conjunto de prescripciones normativas asociadas a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta norma.

Los Niveles de Diseño se clasifican en:

- Nivel de Diseño ND1

  No requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

- Nivel de Diseño ND2

  Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en la Normas COVENIN-MINDUR.

- Nivel de Diseño ND3

  Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en la Normas COVENIN-MINDUR.

En el Nivel de Diseño 1, ND1, las disposiciones normativas están concebidas para el diseño bajo cargas estáticas, sin embargo, hay un pequeño margen para la respuesta inelástica en la eventualidad de un sismo en las zonas consideradas de menor riesgo.

El Nivel de Diseño 2, ND2, permite a la estructura incursiones en el dominio de la respuesta inelástica sin que presente fallas de tipo frágil, mientras, el Nivel de Diseño 3, ND3, asegura una adecuada secuencia de rótulas plásticas para permitir una gran disipación de energía, y de esta manera la estructura sea capaz de resistir sismos muy severos.

2.4.2. Niveles de Diseño

Los Niveles de Diseño permiten vincular el análisis estructural con el diseño y la construcción de las edificaciones. Según la Norma COVENIN 1956-98 "Edificaciones Sismorresistentes", Nivel de Diseño es el conjunto de prescripciones normativas asociadas a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta norma.

Los Niveles de Diseño se clasifican en:

- Nivel de Diseño ND1

  No requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

- Nivel de Diseño ND2

  Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en la Normas COVENIN-MINDUR.

- Nivel de Diseño ND3

  Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en la Normas COVENIN-MINDUR.

En el Nivel de Diseño 1, ND1, las disposiciones normativas están concebidas para el diseño bajo cargas estáticas, sin embargo, hay un pequeño margen para la respuesta inelástica en la eventualidad de un sismo en las zonas consideradas de menor riesgo.

El Nivel de Diseño 2, ND2, permite a la estructura incursiones en el dominio de la respuesta inelástica sin que presente fallas de tipo frágil, mientras, el Nivel de Diseño 3, ND3, asegura una adecuada secuencia de rótulas plásticas para permitir una gran disipación de energía, y de esta manera la estructura sea capaz de resistir sismos muy severos.

Tal como se muestra la Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes" en su capitulo 6, sección 6.2.2, el Nivel de Diseño requerido para una estructura se asigna mediante la tabla 2, dependiendo de la zona sísmica y la clasificación según el uso (Grupo). Si la estructura presenta alguna de las irregulares contempladas en la Norma CONVENIN 1756-98, se exige el cumplimiento del Nivel de Diseño ND3 a lo largo de todos los miembros que forman parte de la irregularidad señalada.

Tabla 2. **Niveles de Diseño ND**

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A;B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1 (*)	ND2 (*)	ND3
	ND2	ND3	ND2 (**)
	ND3		

Fuente: Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes"

(*) Válido para edificios de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificios de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

Para la asignación de la zona sísmica, la Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes" utiliza un mapa el cual se ha dividido en ocho zonas, siendo la Zona 0 donde no se requiere la consideración de las acciones sísmicas, hasta la Zona 7. De igual manera se muestra una tabla donde se especifica la zona sísmica para los estados y municipios del país.

Los Grupos se utilizan para clasificar las edificaciones según el uso, se distinguen en esta clasificación los Grupos A, B1, B2, C; estos cuatro Grupos permiten diferenciar aquellas obras que son de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas.

Tal como se muestra la Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes" en su capitulo 6, sección 6.2.2, el Nivel de Diseño requerido para una estructura se asigna mediante la tabla 2, dependiendo de la zona sísmica y la clasificación según el uso (Grupo). Si la estructura presenta alguna de las irregulares contempladas en la Norma CONVENIN 1756-98, se exige el cumplimiento del Nivel de Diseño ND3 a lo largo de todos los miembros que forman parte de la irregularidad señalada.

Tabla 2. **Niveles de Diseño ND**

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A;B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1 (*)	ND2 (*)	ND3
	ND2	ND3	ND2 (**)
	ND3		

Fuente: Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes"

(*) Válido para edificios de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificios de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

Para la asignación de la zona sísmica, la Norma COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes" utiliza un mapa el cual se ha dividido en ocho zonas, siendo la Zona 0 donde no se requiere la consideración de las acciones sísmicas, hasta la Zona 7. De igual manera se muestra una tabla donde se especifica la zona sísmica para los estados y municipios del país.

Los Grupos se utilizan para clasificar las edificaciones según el uso, se distinguen en esta clasificación los Grupos A, B1, B2, C; estos cuatro Grupos permiten diferenciar aquellas obras que son de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas.

3. MANUAL DE USO DEL SOFTWARE.

3.1. Requisitos básicos.

La utilización del software es sencilla, todos los pasos a seguir se encuentran claramente explicados en cada formulario con simplemente presionar el botón de Ayuda. Se recomienda que el usuario tenga conocimientos del calculo y diseño en concreto armado para obtener un mayor provecho del software.

Para la instalación del software se requiere al menos:

- Un computador con procesador Pentium.
- 128 MB de memoria RAM.
- Monitor con una configuración de área de pantalla de 600x800 píxeles y color verdadero de 32 bits.
- Capacidad libre en disco duro de 20 MB.
- Sistema operativo Windows 98.
- Microsoft word 2000 y Microsoft Excel 2000.
- Configuración regional con símbolo decimal punto (.), y separación de miles coma (,).

3.2. Generalidades.

En primer lugar ingrese al explorador de Windows, haga doble clic en icono de disco Compacto, luego ingrese a la carpeta TEG_RMW y haga doble clic en el icono Setup; a continuación siga los pasos indicados por el computador, teniendo presente que el software debe ser instalado en C:\Archivos de programa\TEG_RMW y la modificación de algún archivo de esta carpeta ocasionara errores en la ejecución del software.

La primera ventana que se muestra le permite seleccionar si desea abrir un proyecto nuevo o un proyecto ya existente; las ventanas o pantallas que se

presentan a lo largo del software se han denominado formularios cada uno con su respectivo nombre, con el fin de facilitar el uso del programa.

El primer formulario es **NIVEL DE DISEÑO**, representa el inicio del software, donde se selecciona el nivel de diseño necesario para la revisión sismorresistente de la estructura y etiqueta el proyecto. Adicionalmente hace referencia a los autores del software y a la universidad donde fue presentado como Trabajo Especial de Grado para optar al titulo de Ingeniero Civil.

Dependiendo del nivel de diseño requerido por una estructura de concreto reforzado, ya sea ND1, ND2 o ND3, tal como lo establece la Norma COVENIN 1756 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES", se procede a la revisión de la estructura mediante la Norma ACI 318-99, en su capítulo 21; Norma base para la futura Norma COVENIN MINDUR. El formulario **ARTÍCULOS** muestra un resumen de la revisión sismorresistente.

Para el desarrollo de la revisión sismorresistente es necesario el cálculo de capacidades a flexión en vigas, capacidades a flexocompresión en columnas; así como capacidades resistentes al corte para vigas, columnas y nodos. De igual forma el programa permite realizar un análisis del pórtico bajo la acción de un sismo, tanto a la izquierda como a la derecha (Ver Figura 3.1)

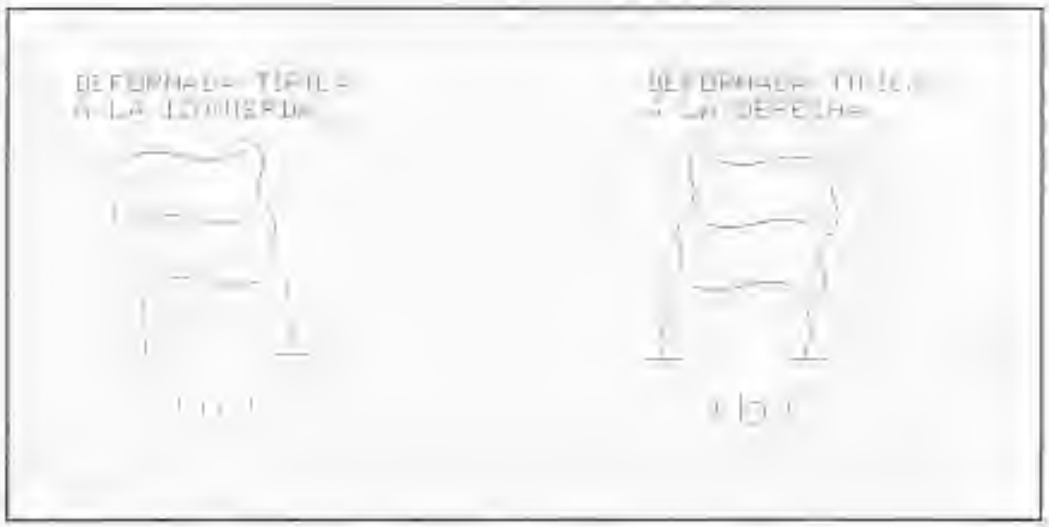


Figura 3.1 Deformadas típicas a la izquierda (a) y a la derecha (b).

Al seleccionar la deformada típica a la izquierda el sentido de las capacidades a flexión para las vigas, y el sentido de las capacidades a flexocompresión uniaxial para las columnas será el mostrado en la Figura 3.2.:

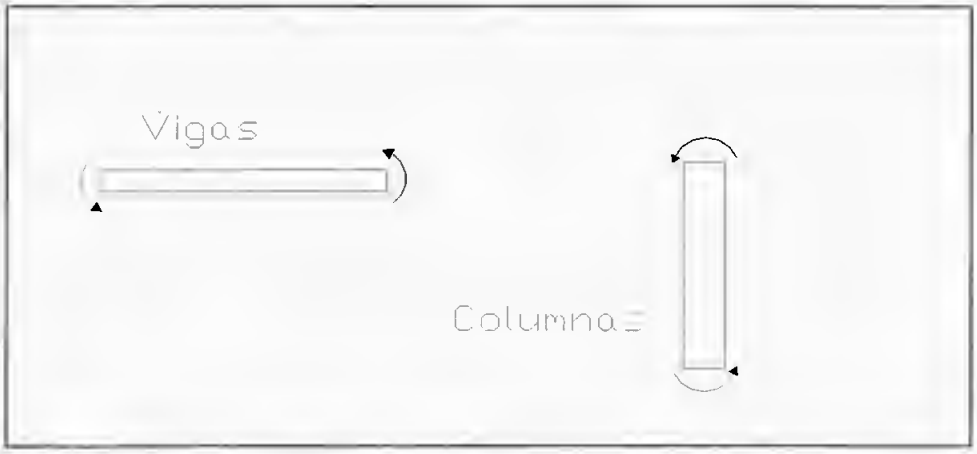


Figura 3.2 Capacidades para una deformada típica a la izquierda

Por el contrario, al seleccionar la deformada típica a la derecha el sentido de los momentos o capacidades a flexión para vigas y el sentido de las capacidades a flexocompresión uniaxial para columnas es el mostrada en la figura 3.3.:

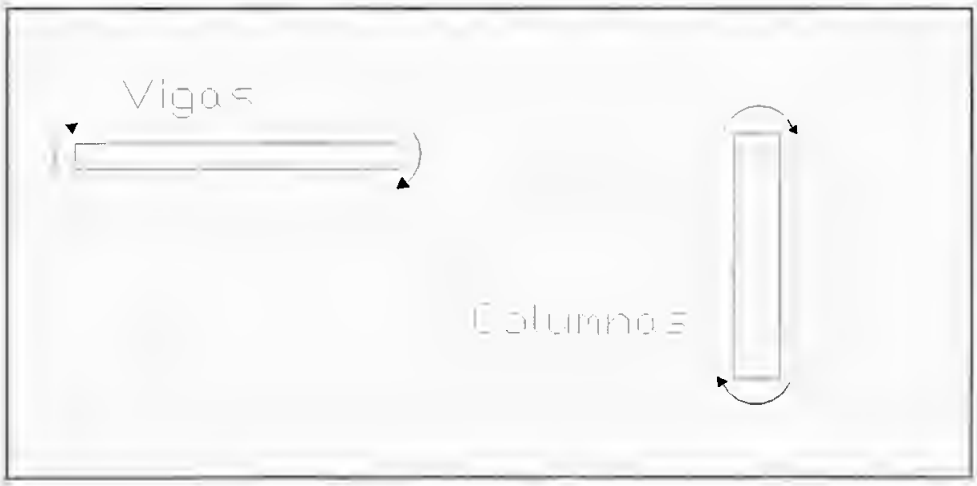


Figura 3.3 Capacidades para una deformada típica a la derecha.

Los procedimientos seguidos para el cálculo de dichas capacidades, ya sean a flexión, flexocompresión uniaxial, o corte; serán explicados con detenimiento mediante flujogramas bien elaborados, que describan todos los pasos a seguir:

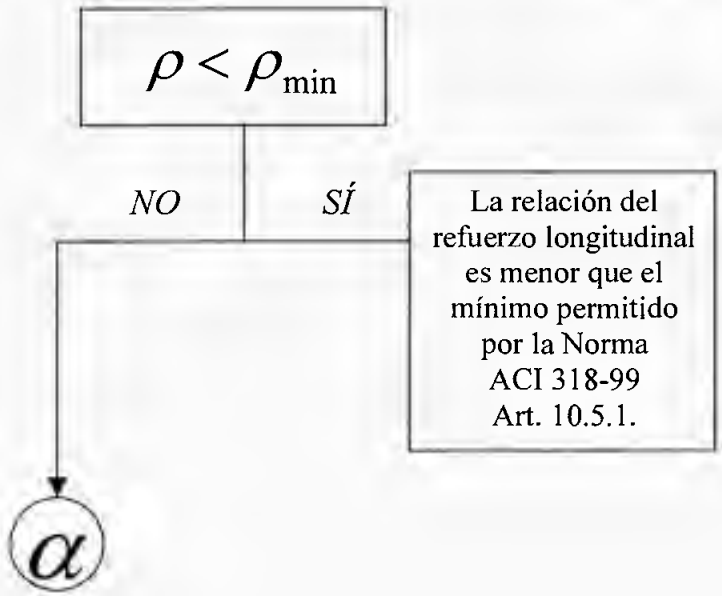
3.2.1. Capacidad resistente a flexión.

- **Flujograma para flexión en vigas (ND2).**

$$\rho = \frac{A_S}{bd} \qquad \beta_1 = 1.05 - \frac{f'_C}{1400} \quad ; \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$$f'_S = 6300\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\left(\frac{6300 + f_y}{6300}\right) \quad ; \quad 0 \leq f'_S \leq f_y$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad SÍ \quad \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} < \frac{14}{f_y} \quad ; \quad \rho_{\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad SÍ \quad \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} > \frac{14}{f_y}$$



α

$$\rho > 0.75\,\frac{0.85\beta_1 f'_c 6300}{f_y(6300+f_y)} + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

NO — *SÍ* → La relación del refuerzo longitudinal es mayor al máximo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 10.3.3

$$\rho \geq \frac{0.85\,\beta_1 f'_C 6300}{f_y(6300\ +\ f_y)} + \frac{\rho' f'_S}{f_y}$$

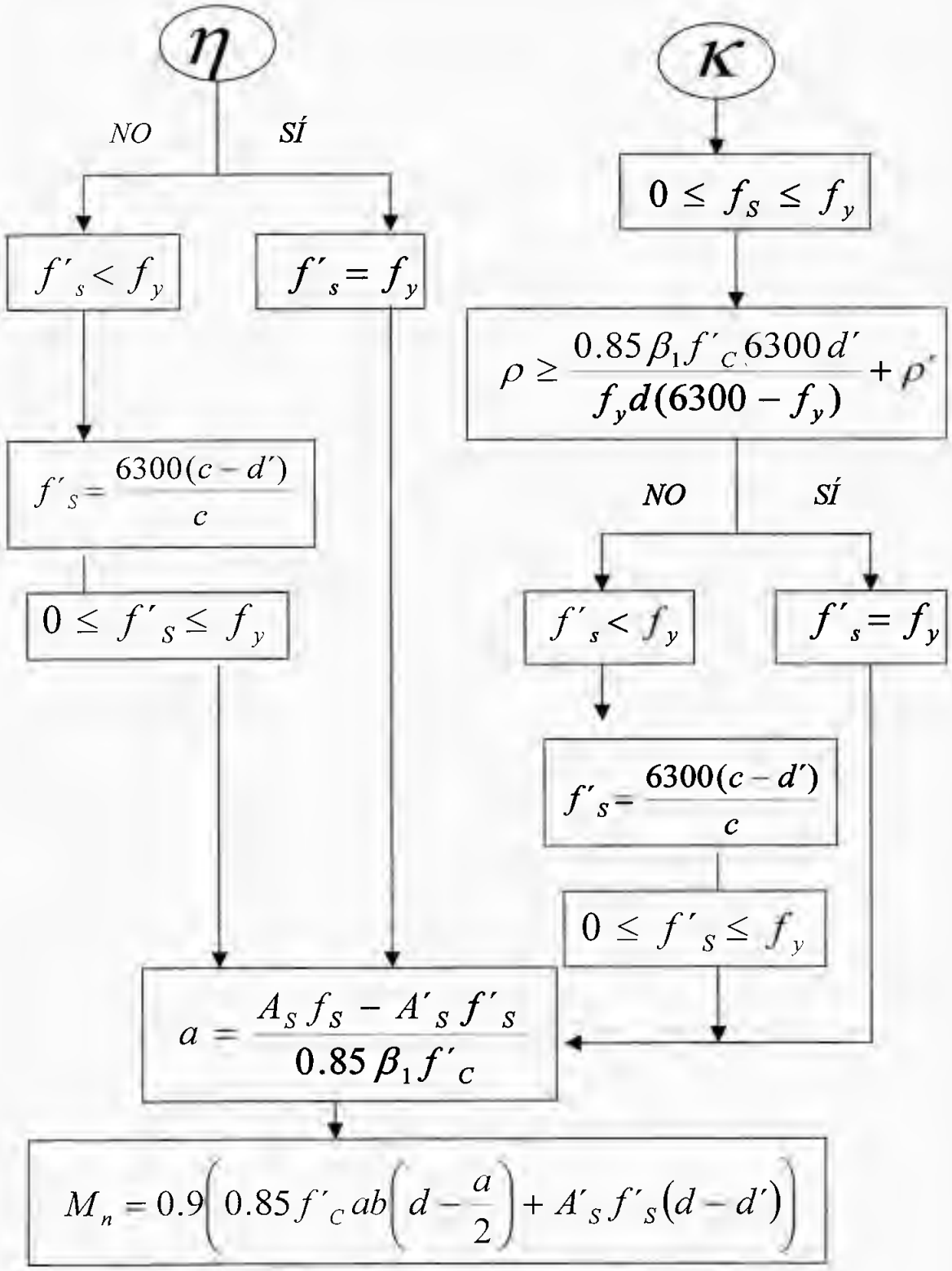
NO — *SÍ*

$f_s = f_y$ — $f_s < f_y$

$$\rho \geq \frac{0.85\,\beta_1 f'_C 6300\ d'}{f_y d(6300\ -\ f_y)} + \rho'$$

$$f_S = \frac{6300\ (d-c)}{c}$$

η — K

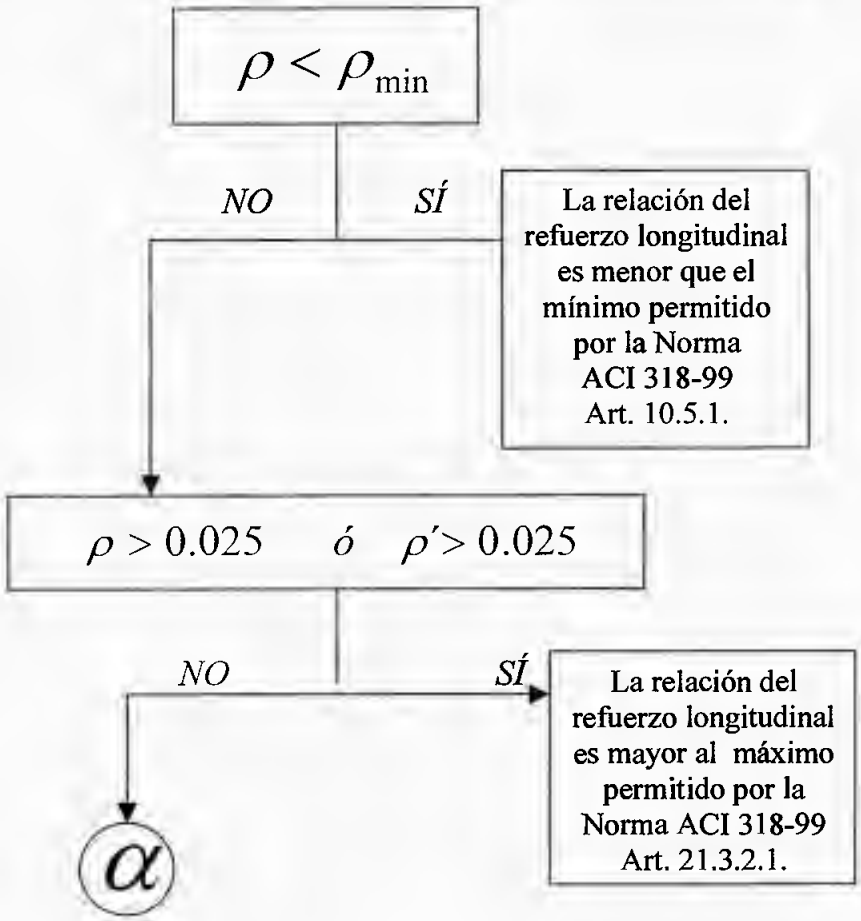

η
NO
SÍ
$f'_s < f_y$
$f'_s = f_y$
$f'_s = \frac{6300(c-d')}{c}$
$0 \le f'_s \le f_y$
K
$0 \le f_s \le f_y$
$\rho \ge \frac{0.85\beta_1 f'_c 6300 d'}{f_y d(6300 - f_y)} + \rho'$
NO
SÍ
$f'_s < f_y$
$f'_s = f_y$
$f'_s = \frac{6300(c-d')}{c}$
$0 \le f'_s \le f_y$
$a = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85\beta_1 f'_c}$
$M_n = 0.9\left(0.85 f'_c ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')\right)$

- **Flujograma para flexión en vigas (ND3).**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \qquad \beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad ; \quad 0.65 \le \beta_1 \le 0.85$$

$$f'_s = 6300\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\left(\frac{6300 + f_y}{6300}\right) \quad ; \quad 0 \le f'_s \le f_y$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad SÍ \quad \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \le \frac{14}{f_y} \quad ; \quad \rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad SÍ \quad \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} > \frac{14}{f_y}$$



α

$$\rho \geq \frac{0.85\,\beta_1 f'_c\, 6300}{f_y(6300 + f_y)} + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

NO

$$f_s = f_y$$

$$\rho \geq \frac{0.85\,\beta_1 f'_c\, 6300\; d'}{f_y d(6300 - f_y)} + \rho'$$

NO

$$f'_s < f_y$$

$$f'_S = \frac{6300(c - d')}{c}$$

κ

SÍ

$$f'_s = f_y$$

Ω

SÍ

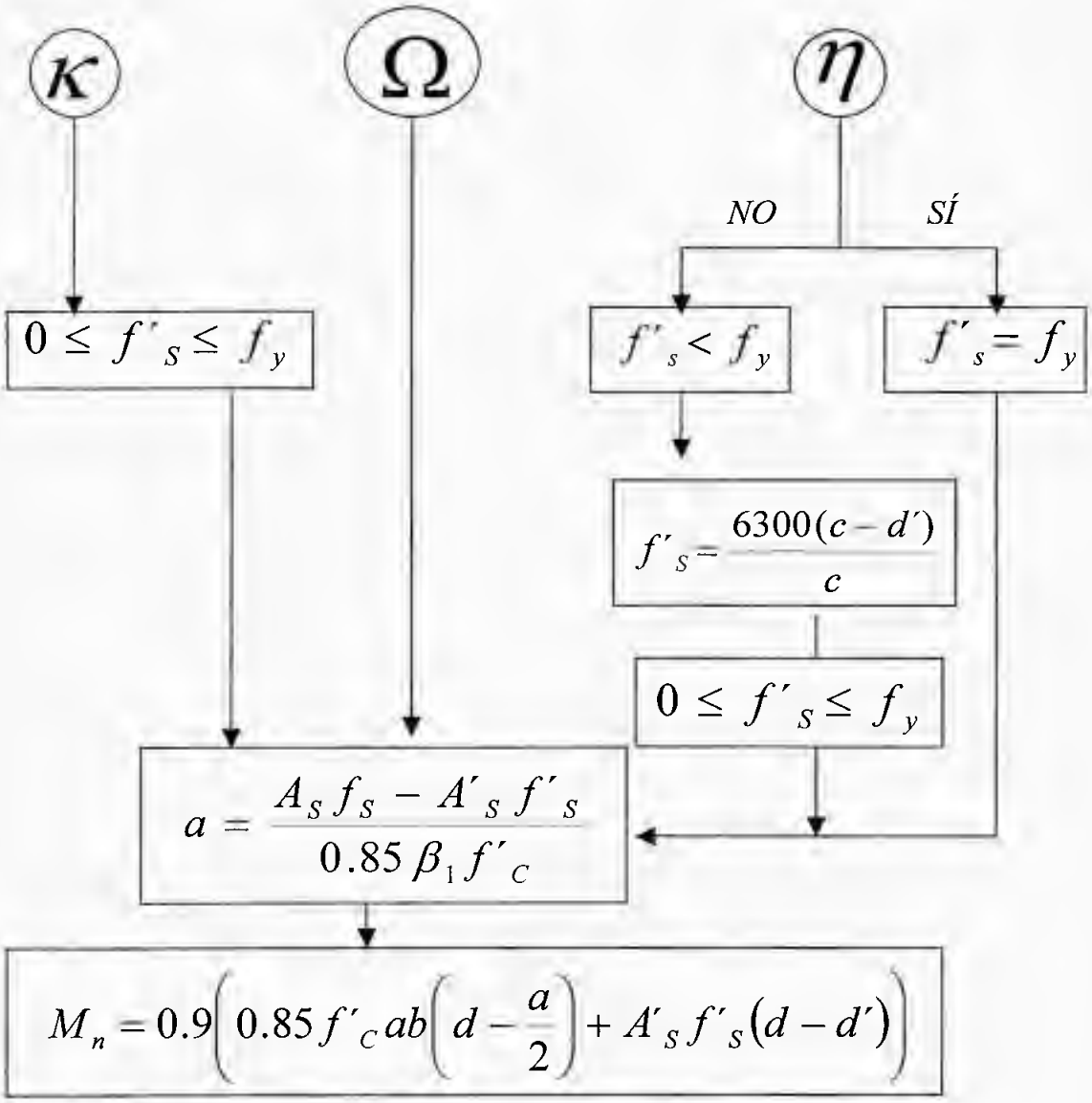
$$f_s < f_y$$

$$f_S = \frac{6300\,(d - c)}{c}$$

$$0 \leq f_S \leq f_y$$

$$\rho \geq \frac{0.85\,\beta_1 f'_c\, 6300\, d'}{f_y d(6300 - f_y)} + \rho'$$

η



El cálculo de la capacidad resistente a flexión M_n se realiza tanto para el acero superior a compresión como para el acero inferior a compresión. Independientemente de la deformada típica seleccionada al calcular M_n pueden ocurrir dos tipos de fallas:

i) *Falla a tracción*: Es aquella que ocurre cuando la relación del refuerzo longitudinal a tracción ρ es menor que la relación del refuerzo longitudinal para una falla balanceada ρ_b (Ecuación 3.1):

$$f'_S = 6300\left(1-\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{6300+f_y}{6300}\right) \quad ; \quad 0 \le f'_S \le f_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85\,\beta_1 f'_C\, 6300}{f_y(6300+f_y)} + \frac{\rho' f'_S}{f_y} \qquad (3.1)$$

ii) *Falla a compresión*: No es recomendable que ocurra ya que es una falla de tipo frágil, debido a que esta ocurre por aplastamiento del concreto, material poco dúctil. Esta, falla al contrario de la falla a tracción, tiene lugar cuando la relación del refuerzo longitudinal a tracción ρ es mayor o igual que la relación del refuerzo longitudinal para una falla balanceada ρ_b.

Es importante mencionar que tanto para la falla a compresión como para la falla a tracción el acero de refuerzo longitudinal a compresión A'_s, puede estar o no en cedencia ($f'_s = f_y$), esto depende de:

$$Sí \qquad \rho \ge \frac{0.85\,\beta_1 f'_C\, 6300\, d'}{f_y d(6300-f_y)} + \rho' \qquad Entonces \qquad f'_S = f_y$$

$$Sí \qquad \rho < \frac{0.85\,\beta_1 f'_C\, 6300\, d'}{f_y d(6300-f_y)} + \rho' \qquad Entonces \qquad f'_S < f_y$$

3.2.2. Capacidad resistente a flexocompresión uniaxial.

De todos los métodos aproximados para el calculo de la capacidad a flexocompresión uniaxial, el utilizado en este trabajo especial de grado es el originado en las investigaciones de la Pórtland Cement Association en los años 70; el cual logra obtener capacidades resistentes a momento último en

flexocompresión uniaxial para distintas distribuciones de acero longitudinal en columnas.

A pesar de ofrecer distintas alternativas de diseño, el método presenta la limitación de que los coeficientes de momento resistente y los coeficientes del parámetro que define la forma de la isocarga, se obtienen a partir de tablas y no a partir de ecuaciones. Es por ello que se estudiara como aproximar estas ecuaciones mediante el empleo de algún procedimiento numérico, para luego poder evaluarlas a través de la comparación de las tablas originales con las aproximadas.

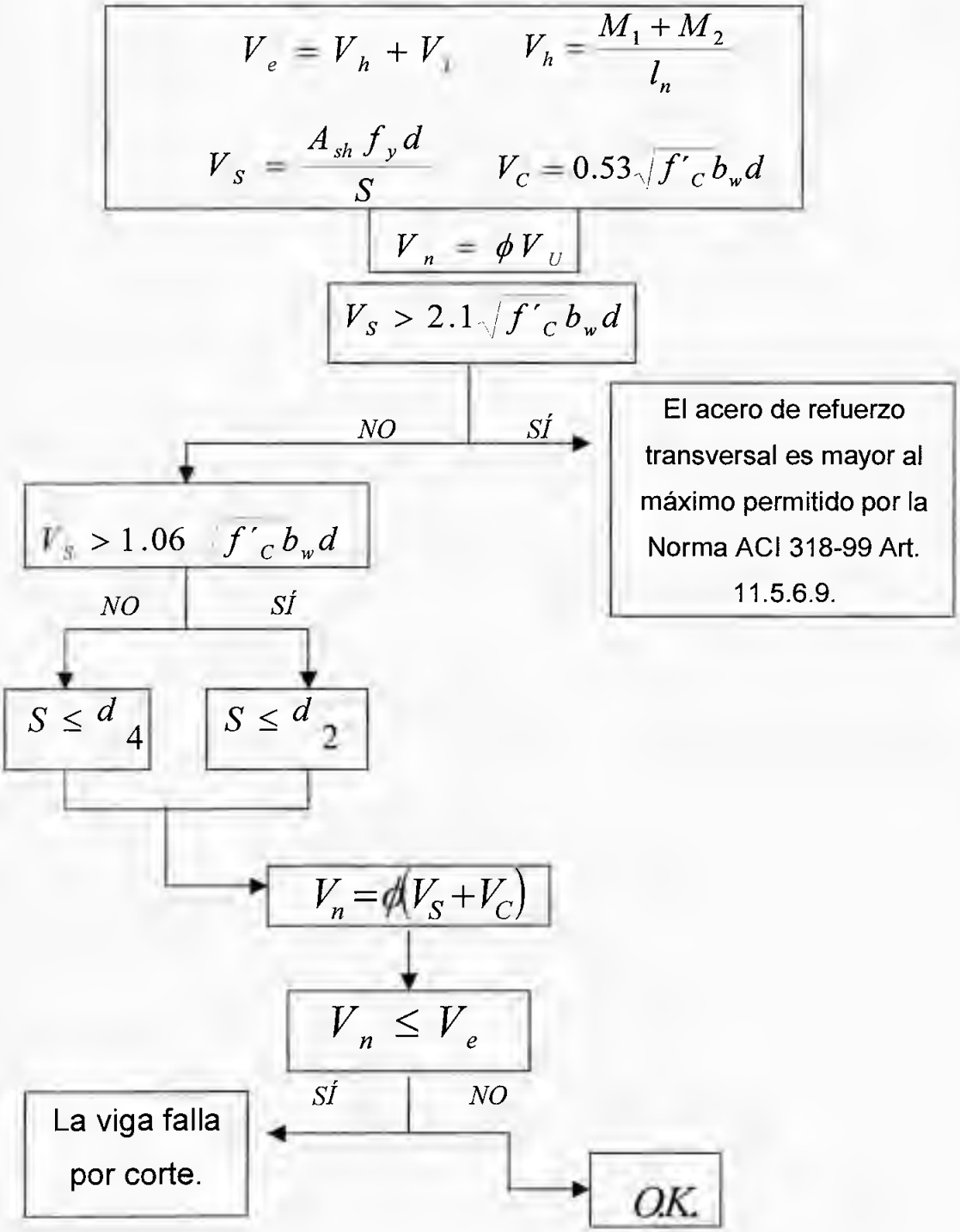
Para lograr ecuaciones que aproximaran los valores tanto de los coeficientes de momento último, como los de beta (parámetro que define la isocarga), se empleo un programa de regresión múltiple no lineal para ajuste de polinomios unidimensionales basado en el método de mínimos cuadrados.

El programa a partir de valores suministrados cálcula coefientes de polinomios en función de distintas variables, dentro de las particularmente se destacan: la relación de recubrimiento, la cuantía mecánica de acero, la capacidad a carga axial pura y el porcentaje de acero. Debido a que los coeficientes que representan las tablas de la P.C.A fueron obtenidos para una resistencia a la cedencia del acero de ***4200 kg/cm²***, solamente se podrá utilizar este valor de f_y.

Este programa fue presentado como Trabajo de Grado "Diseño de columnas a flexocompresión biaxial con el método de la P.C.A" en la Universidad Metropolitana y es utilizado en este trabajo especial de grado como herramienta para el cálculo de la capacidad resistente a flexocompresión uniaxial.

3.2.3. Capacidad resistente al corte.

- **Flujograma para corte en vigas (ND2).**



- **Flujograma para corte en vigas (ND3).**

$$V_e = V_h + V_l \qquad V_h = \frac{M_1 + M_2}{l_n}$$

$$V_S = \frac{A_{sh} f_y d}{S} \qquad V_C = 0.53\sqrt{f'_C}\, b_w d$$

$$V_n = \phi V_U$$

$$V_S > 2.1\sqrt{f'_C}\, b_w d$$

NO

SÍ

El acero de refuerzo transversal es mayor al máximo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 11.5.6.9.

$$V_S > 1.06\sqrt{f'_C}\, b_w d$$

NO

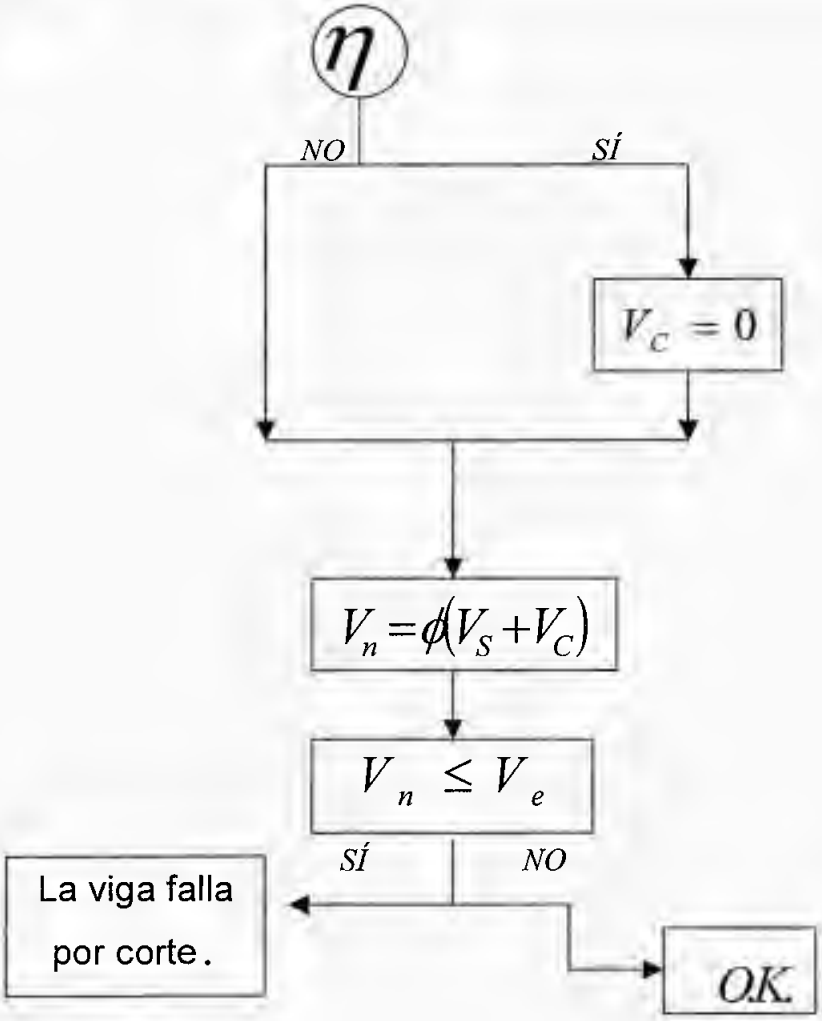
SÍ

$$S \leq \frac{d}{4}$$

$$S \leq \frac{d}{2}$$

$$P_U < \frac{A_g f'_C}{20} \quad \& \quad V_h \geq \frac{V_e}{2}$$

η



Para la revisión por corte en vigas doblemente reforzadas es necesario cumplir varios parámetros de importancia contemplados en la Norma ACI 318-99:

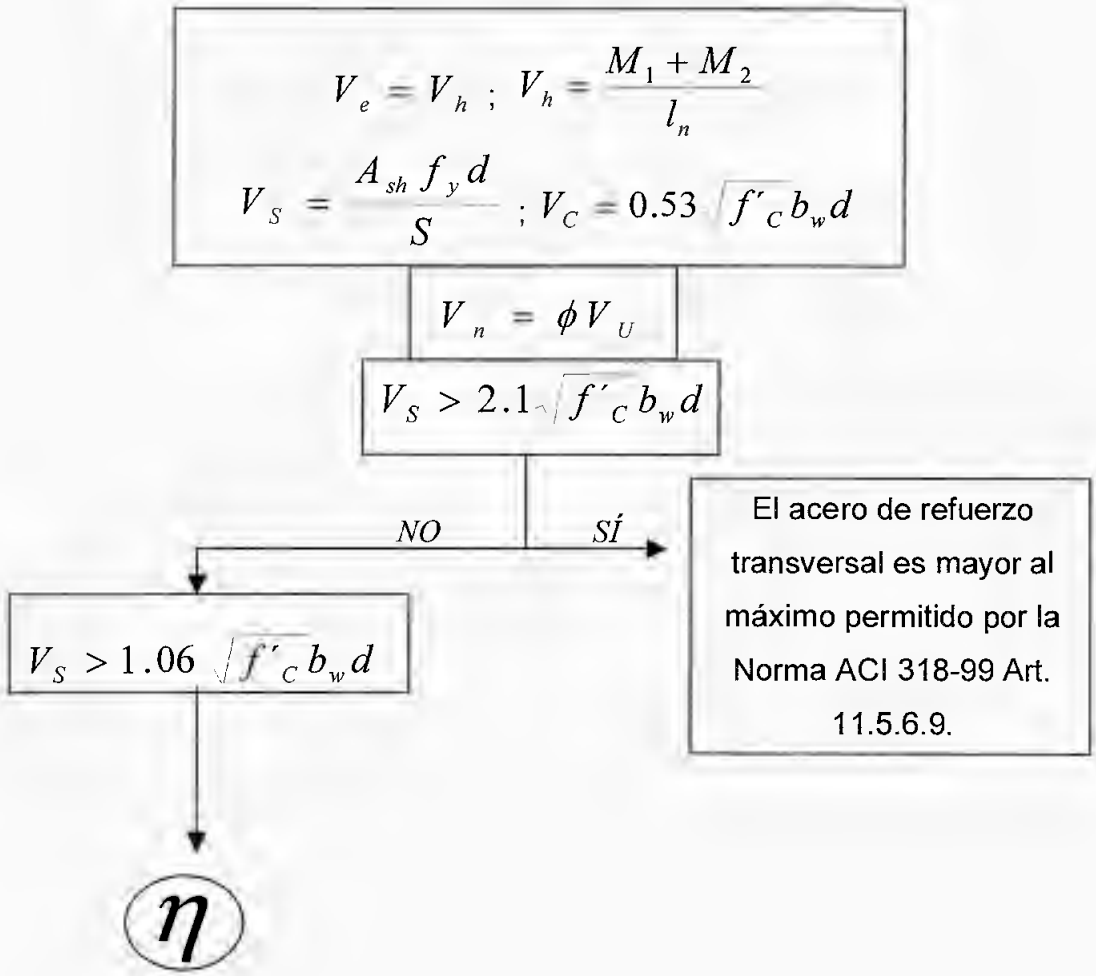
- $V_S \leq 2.1 \sqrt{f'_C} b_w d$, de lo contrario la sección estudiada fallará por corte, debido a que este valor es la máxima fuerza de corte que resiste una sección de concreto reforzado.
- $1.06 \sqrt{f'_C} b_w d$, este valor representa un parámetro que determina la máxima separación del refuerzo transversal en las vigas.

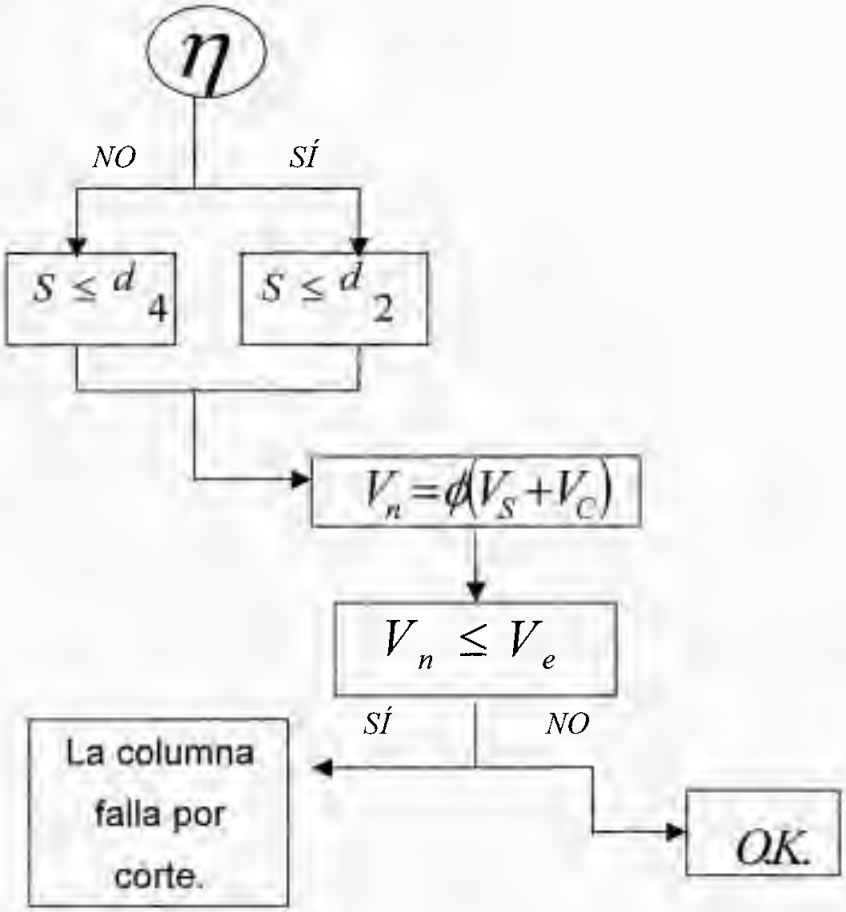
Sí $V_S > 1.06 \sqrt{f'_C} b_w d$ $S \leq d/4$, de lo contrario la máxima separación será d/2.

Para el Nivel de Diseño 2; M_1 y M_2 serán los momentos nominales en los extremos de la viga. De igual forma para el ND2 la resistencia especificada del concreto V_c en todo momento será, $V_C = 0.53 \sqrt{f'_C} b_w d$.

Para el cálculo de la fuerza de corte hiperestático V_h se deben tomar en cuenta dos aspectos, para el Nivel de Diseño 3, M_1 y M_2 serán, los momentos máximos probables en los extremos de la viga.

- **Flujograma para corte en columnas (ND2).**





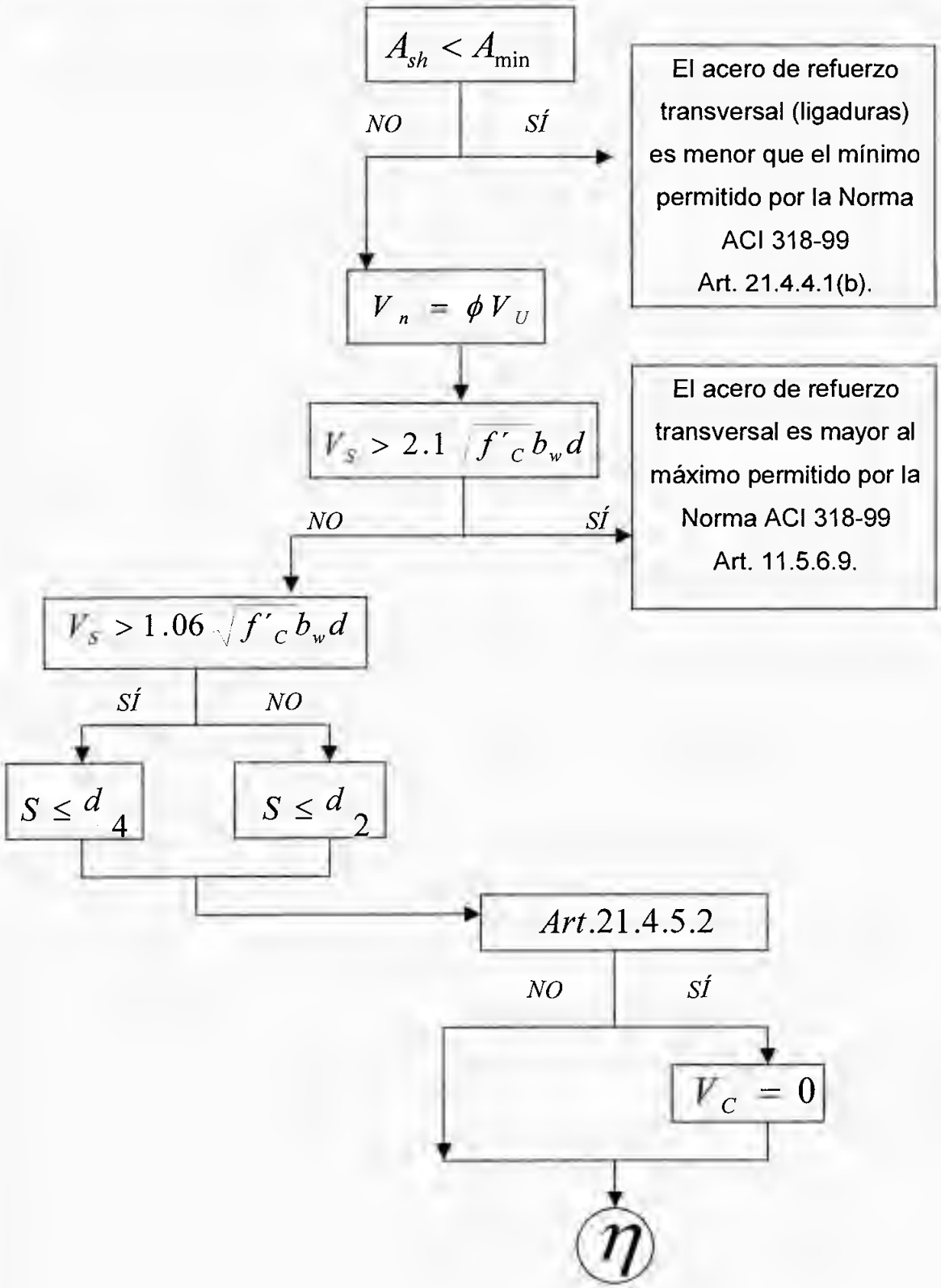
- **Flujograma para corte en columnas (ND3).**

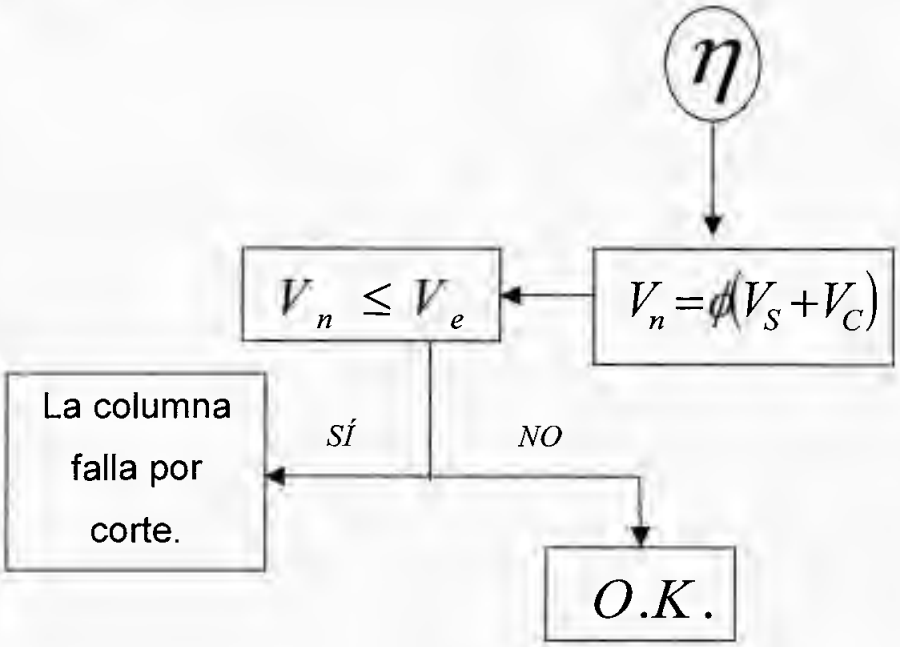
$$V_e = V_h \; ; \; V_h = \frac{M_1 + M_2}{l_n}$$

$$A_{min} = 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) < \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}}$$

$$A_{min} = \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}} \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) > \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}}$$

$$V_S = \frac{A_{sh} f_y d}{S} \; ; \; V_C = 0.53 \sqrt{f'_C} b_w d$$

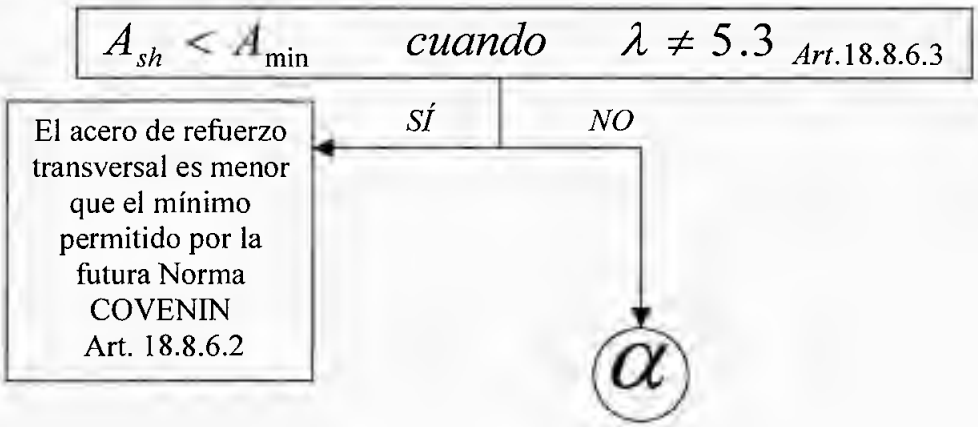

$A_{sh} < A_{min}$
NO
SÍ
El acero de refuerzo transversal (ligaduras) es menor que el mínimo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 21.4.4.1(b).
$V_n = \phi V_U$
$V_S > 2.1 \sqrt{f'_C} b_w d$
NO
SÍ
El acero de refuerzo transversal es mayor al máximo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 11.5.6.9.
$V_S > 1.06 \sqrt{f'_C} b_w d$
SÍ
NO
$S \leq d/4$
$S \leq d/2$
Art.21.4.5.2
NO
SÍ
$V_C = 0$
η

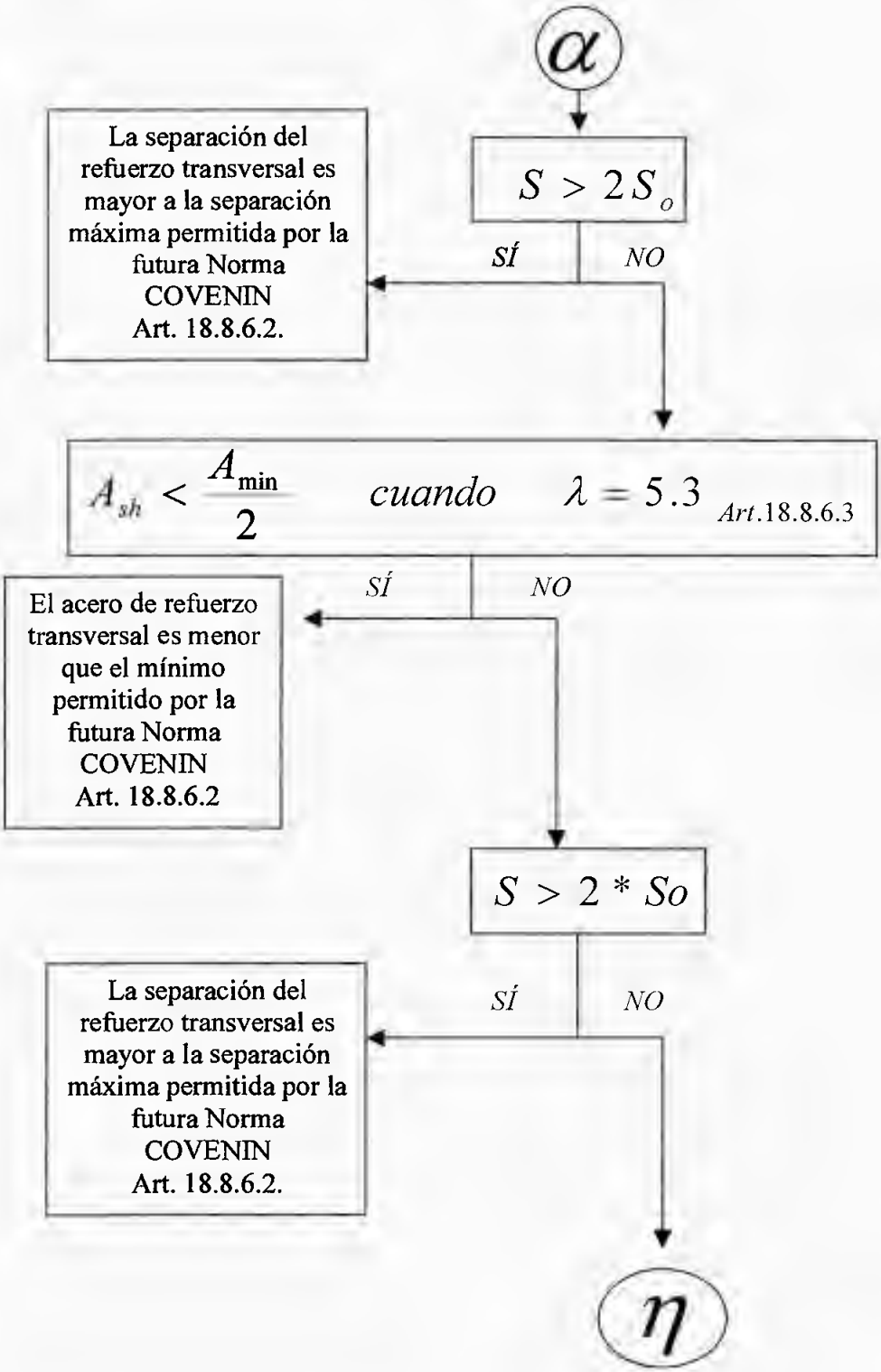


- **Flujograma para corte en Nodos (ND2).**

$$A_{min} = 0.3\left(\frac{Sh_c f'_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f'_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) < \frac{0.09 Sh_c f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_{min} = \frac{0.09 Sh_c f'_c}{f_{yh}} \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f'_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) > \frac{0.09 Sh_c f'_c}{f_{yh}}$$




α
$S > 2S_o$
SÍ
NO
La separación del refuerzo transversal es mayor a la separación máxima permitida por la futura Norma COVENIN Art. 18.8.6.2.
$A_{sh} < \frac{A_{min}}{2}$ cuando $\lambda = 5.3$ Art.18.8.6.3
SÍ
NO
El acero de refuerzo transversal es menor que el mínimo permitido por la futura Norma COVENIN Art. 18.8.6.2
$S > 2 * So$
SÍ
NO
La separación del refuerzo transversal es mayor a la separación máxima permitida por la futura Norma COVENIN Art. 18.8.6.2.
η

η

$$V_{Col} = \frac{2M_{Col}}{l_n}$$

$$T = A_s f_y$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{Col}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{S} \quad ; \quad V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, A_j$$

$$V_j < 0.85\lambda \sqrt{f`_c}\, A_j$$

SI | *NO*

El nodo falla por corte, la capacidad resistente al corte excede la máxima capacidad del nodo futura COVENIN Art. 18.4.3.

$$V_j \leq 0.85 * (V_s + V_c)$$

SI | *NO*

La resistencia nominal al corte del nodo Vn, es menor que la capacidad resistente al corte Vj.

O.K.

- **Flujograma para corte en Nodos (ND3).**

$$A_{min} = 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) < \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}}$$

$$A_{min} = \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}} \quad SÍ \quad 0.3\left(\frac{Sh_c f`_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) > \frac{0.09 Sh_c f`_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} < A_{min} \quad cuando \quad \lambda \neq 5.3 \quad Art.21.5.3.1.$$

SÍ → El acero de refuerzo transversal es menor que el mínimo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 21.5.2.3.

NO ↓

$$S > S_o$$

SÍ → La separación del refuerzo transversal es mayor a la separación máxima permitida por la Norma ACI 318-99 Art. 21.5.2.3.

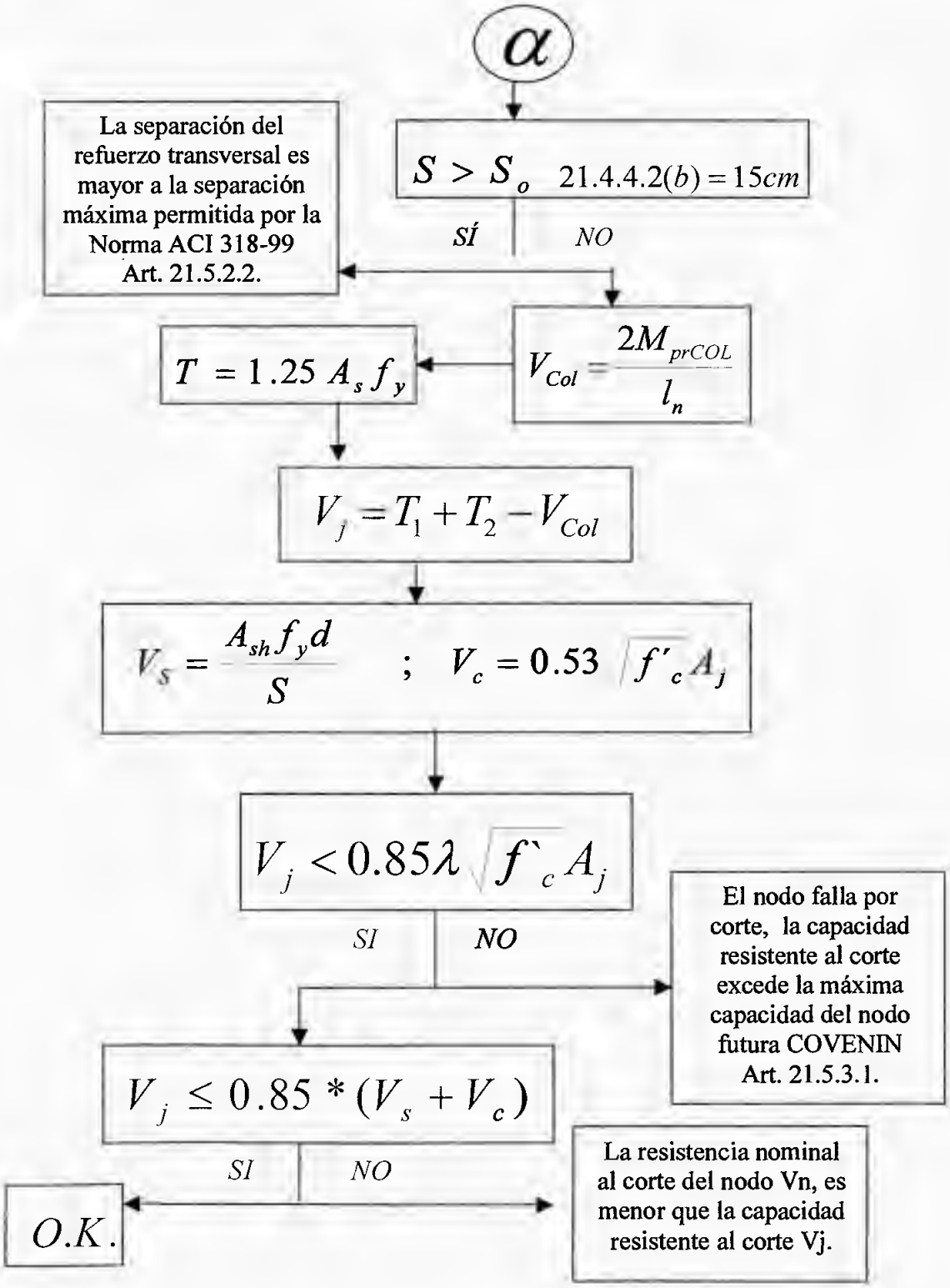
NO ↓

$$A_{sh} < \frac{A_{min}}{2} \quad cuando \quad \lambda = 5.3 \quad Art.21.5.3.1.$$

SÍ → El acero de refuerzo transversal es menor que el mínimo permitido por la Norma ACI 318-99 Art. 21.5.2.2.

NO ↓

α


α
$S > S_o$ 21.4.4.2(b) = 15cm
SÍ
NO
La separación del refuerzo transversal es mayor a la separación máxima permitida por la Norma ACI 318-99 Art. 21.5.2.2.
$V_{Col} = \frac{2M_{prCOL}}{l_n}$
$T = 1.25\ A_s f_y$
$V_j = T_1 + T_2 - V_{Col}$
$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{S}$; $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A_j$
$V_j < 0.85\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
SI
NO
El nodo falla por corte, la capacidad resistente al corte excede la máxima capacidad del nodo futura COVENIN Art. 21.5.3.1.
$V_j \leq 0.85 * (V_s + V_c)$
SI
NO
O.K.
La resistencia nominal al corte del nodo Vn, es menor que la capacidad resistente al corte Vj.

Para la revisión del corte en nodos, es necesario cumplir varios parámetros de importancia contemplados en la Norma ACI 318-99, en su capitulo 21:

- Para el cálculo de la resistencia al corte en un nodo es necesario que se cumpla la sección 21.5 del código ACI 318-99, en donde es importante mencionar que el esfuerzo en el acero a flexión es ***1.25fy*** para el ND3, y ***fy*** para el ND2; esto es de gran importancia para calcular M_{prCOL}, representa la capacidad a flexocompresión uniaxial máxima probable en la columna que llega al nodo si la estructura requiere ND3; ó por el contrario para el ND2, M_{Col} representa el momento de la columna que llega al nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexiocompresión uniaxial de dicha columna. Adicionalmente es importante mencionar que la capacidad resistente del nodo será definida según el artículo 21.5.3.1.

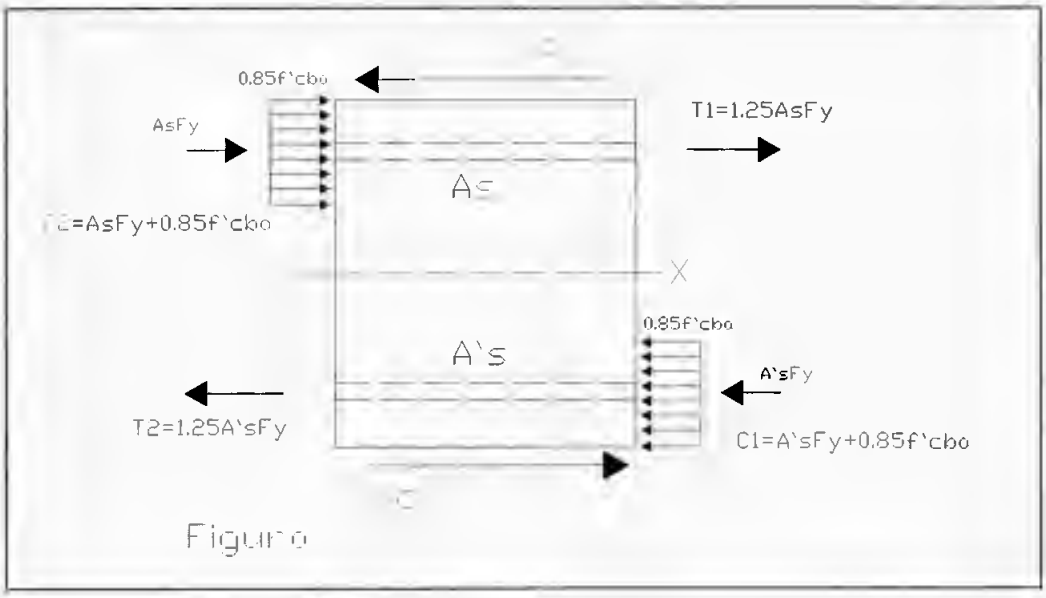


Figura 3.5 Diagrama de cuerpo libre en Nodo Viga-Columna (ND3).

3.2.4. Alcances y limitaciones

Este software fue elaborado para realizar una revisión detallada de los requisitos contemplados en el Capitulo 21 de la Norma ACI 318-99; correspondiente al Capitulo 18 de la futura COVENIN-MINDUR 1753, basada en la ACI 318-99. Estos requisitos son muy elaborados y parten de los miembros estructurales ya diseñados.

Dichos requisitos serán aplicados a pórticos regulares en edificaciones de concreto reforzado, con armados típicos y secciones rectangulares. Correspondientes al Nivel de Diseño 2 (ND2) o al Nivel de Diseño 3 (ND3), según sea el caso.

Adicionalmente, el software asume como válidos los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

- **21.2 Requerimientos generales.**
  - Todos los artículos contemplados dentro de la sección 21.2, excepto los artículos 21.2.6 y 21.2.7.

- **21.3 Miembros sometidos a flexión en pórticos especiales a momento (ND3).**
  - **Art. 21.3.1.**
  - **Art. 21.3.1.1**
  - 21.3.3 Refuerzo transversal.
    - **Art. 21.3.3.1(b).**
    - **Art. 21.3.3.3.**
    - **Art. 21.3.3.5.**
    - **Art. 21.3.3.6.**
  - 21.3.4. Requerimientos para la resistencia al corte.
    - **Art. 21.3.4.2(b).**

- **21.4. Miembros sometidos a sometidos a flexión y carga axial (ND3)**
  - 21.4.1. Alcances
  - 21.4.2. Resistencia mínima a flexión de columnas.
    - **Art. 21.4.2.1.**
  - 21.4.4. Refuerzo transversal
    - **Art. 21.4.4.1(c)**
    - **Art. 21.4.4.1(d)**
    - **Art. 21.4.4.1(e)**

- **21.5 Nodos viga – columna (ND3).**
    - **Art. 21.5.1.3.**
  - 21.5.2. Refuerzo transversal.
    - **Art. 21.5.2.1.**

- **21.10. Requisitos para pórticos intermedios a momento (ND2).**
    - **Art. 21.10.1.**
    - **Art. 21.10.2.**
    - **Art. 21.10.3(b).**
  - 21.10.5 Columnas.
    - **21.10.5.3.**

Por último, es importante mencionar que el software ***no contempla*** los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99, en su capítulo 21:

- **21.3. Miembros sometidos a flexión en pórticos especiales a momento (ND3).**
  - 21.3.2 Refuerzo longitudinal.
    - **Art. 21.3.2.3.**
    - **Art. 21.3.2.4.**

- **21.4. Miembros sometidos a flexión y carga axial en pórticos especiales a momento (ND3).**
  - 21.4.3 Refuerzo longitudinal.
    - **Art. 21.4.3.2.**
    - **Art. 21.4.4.5.**

- **21.5 Nodos viga – columna (ND3).**
  - 21.5.3. Resistencia al corte.
    - **Art. 21.5.3.2.**

- **21.6. Muros estructurales especiales de concreto reforzado y vigas de acoplamiento.**
    - Todos los artículos contemplados dentro de la sección 21.6.

- **21.7. Diafragmas estructurales y celosías.**
    - Todos los artículos contemplados dentro de la sección 21.7.

- **21.8. Fundaciones.**
    - Todos los artículos contemplados dentro de la sección 21.8.

- **21.9. Miembros de pórticos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos.**
    - Todos los artículos contemplados dentro de la sección 21.9.

- **21.10 Requisitos para pórticos intermedios a momento (ND2).**
  - 21.10.6. Losas armadas en dos direcciones sin vigas.
    - Todos los artículos contemplados dentro de la sub-sección 21.10.6.

3.2.5 Formulario Nivel de Diseño.

Instrucciones de uso:

- Para seleccionar el nivel de diseño debe hacer clic sobre la opción deseada. (Figura A.2 (a))
- Si requiere información sobre los autores oprima el botón **Acerca de:,** luego debe presionar el botón **Regresar** para continuar con el análisis. (Figura A. 2 (b))
- El software consta con la opción **Salir**, la cual permite finalizar la ejecución del mismo.
- Una vez seleccionado el nivel de diseño deberá oprimir el botón **Siguiente** para avanzar al formulario **PÓRTICO**.
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

Esta opción de Ver Código se encuentra en todos los formularios de manera tal que al momento de alguna duda se tenga la posibilidad de consultar con la Norma ACI 318-99, traducida al español.

Si su selección es Nivel de Diseño 2 (ND2) se mostraran los siguientes formulario a lo largo del uso del software:

- PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2
- ND2 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO
- ND2 VIGA 1 CENTRO
- ND2 VIGA 1 EXTREMO DERECHO
- ND2 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO
- ND2 VIGA 2 CENTRO
- ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO
- ND2 COLUMNAS
- ND2 NODO 1 VIGA-COLUMNA
- ND2 NODO 2 VIGA-COLUMNA

- ND2 NODO 3 VIGA-COLUMNA
- ND2 NODO 4 VIGA-COLUMNA
- ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA
- ND2 REVISIÓN DE VIGAS
- ND2 REVISIÓN DE COLUMNAS
- ND2 ARTÍCULOS

Si su selección es Nivel de Diseño 3 (ND3) se mostraran los siguientes formulario a lo largo del uso del software:

- PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 3
- ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO
- ND3 VIGA 1 CENTRO
- ND3 VIGA 1 EXTREMO DERECHO
- ND3 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO
- ND3 VIGA 2 CENTRO
- ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO
- ND3 COLUMNAS
- ND3 NODO 1 VIGA-COLUMNA
- ND3 NODO 2 VIGA-COLUMNA
- ND3 NODO 3 VIGA-COLUMNA
- ND3 NODO 4 VIGA-COLUMNA
- ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA
- ND3 REVISIÓN DE VIGAS
- ND3 REVISIÓN DE COLUMNAS
- ND3 REVISIÓN DE NODOS
- ND3 ARTÍCULOS

3.3. Formularios utilizados para la revisión de los requisitos para el Nivel de Diseño 2 (ND2).

3.3.1. Formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2.**

Permite seleccionar el tipo de pórtico en la estructura; dentro del cual permite seleccionar columnas, nodos o zonas en la viga a analizar; con el fin de introducir las características de dicha sección y calcular la capacidad a flexión de la misma.(Ver Figura 3.6 y A.3).

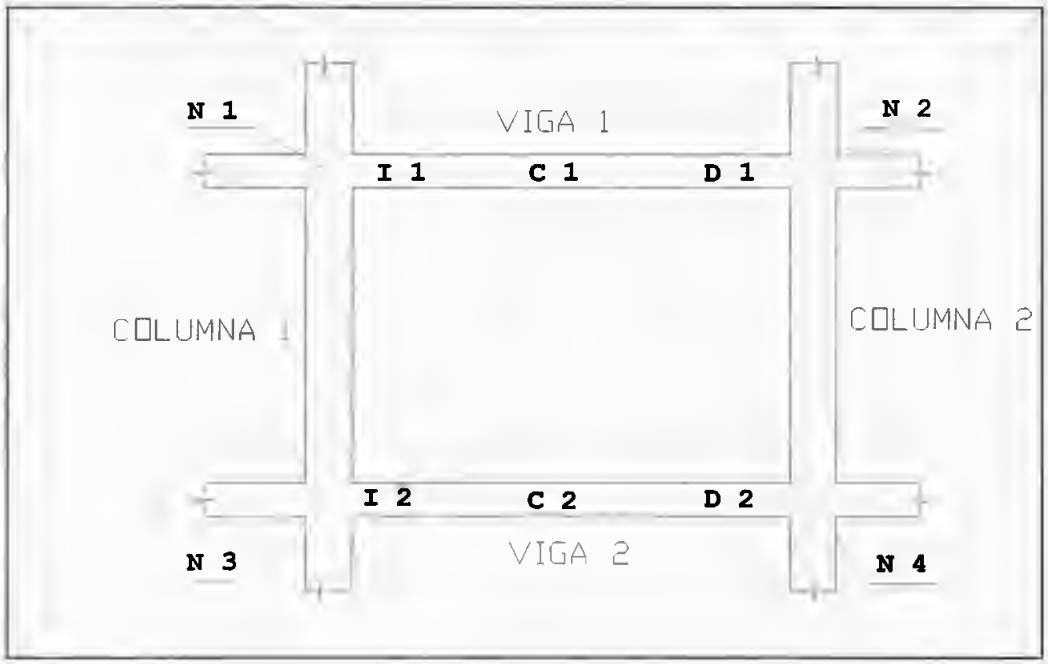


Figura 3.6 Nomenclatura usada en el Pórtico.

- **I 1**, representa la zona de confinamiento en el extremo izquierdo de la viga 1.
- **C 1**, representa la zona no confinada de la viga 1 (centro de la luz).
- **D 1**, representa la zona de confinamiento en el extremo derecho de la viga 1.
- **I 2**, representa la zona de confinamiento en el extremo izquierdo de la viga 2.
- **C 2**, representa la zona no confinada de la viga 2 (centro de la luz).

- **D 2**, representa la zona de confinamiento en el extremo derecho de la viga 2.

Instrucciones de uso:

- Oprima el botón **I 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO**.
- Oprima el botón **C 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 1 CENTRO**.
- Oprima el botón **D 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 1 EXTREMO DERECHO**.
- Oprima el botón **I 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO**.
- Oprima el botón **C 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 2 CENTRO**.
- Oprima el botón **D 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO**.
- Oprima el botón columnas del pórtico analizado, para activar el formulario **COLUMNAS.**
- Oprima el botón **N 1,** para activar el formulario **ND2 NODOS VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **N 2,** para activar el formulario **ND2 NODOS VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **N 3,** para activar el formulario **ND2 NODOS VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **N 4,** para activar el formulario **ND2 NODOS VIGA-COLUMNA.**
- Si desea regresar al formulario **NIVEL DE DISEÑO,** pulse el botón **Atrás.**
- Oprima el botón **siguiente,** para avanzar al formulario **ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.2 Formularios ND2 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1), ND2 VIGA 1 CENTRO (C 1), ND2 VIGA 1 EXTREMO DERECHO (D 1), ND2 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO (I 2), ND2 VIGA 2 CENTRO (C 2), ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 2).

Permiten realizar el cálculo de la capacidad resistente a flexión de la sección en kgf-m, los extremos de las vigas tanto para el acero superior a compresión como para el acero superior a tracción y en el centro de la luz para el acero superior a compresión.

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima el botón **Capacidad a flexión para As superior a compresión en Kgf-m**.
- Oprima el botón **Capacidad a flexión para As inferior a compresión en Kgf-m**. (botón solo disponible en los formularios para los extremos de las vigas).
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad, el programa verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 10.3.3**
  - **Art. 10.5.1**
  - **Art. 21.2.4.1**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- Al oprimir el botón **N°barra?**, se muestra una tabla con los valores correspondientes al acero de refuerzo, según designación COVENIN para el diámetro, peso y área de la barra. (Figura A.7)
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.3 Formulario **ND2 COLUMNAS**.

Este formulario permite calcular la capacidad a flexocompresión unixial de las columnas (**columna 1** y **columna 2**) en el pórtico analizado. (Figura A.8)

- **Columna 1**, se refiere a la columna ubicada a la izquierda en el pórtico.
- **Columna 2**, se refiere a la columna ubicada a la derecha en el pórtico.

Instrucciones de uso:

- Inicialmente debe seleccionar la distribución del refuerzo longitudinal, tanto para la columna 1 como para la columna 2.
- Una vez seleccionada la distribución del refuerzo, para ambas columnas, presione el botón **continuar**.
- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima los botones **capacidad columna 1 (Kgf-m)** y **capacidad columna 2 (Kgf-m).**
- Al realizar el cálculo de la capacidad a flexocompresión, el programa verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

- **Art. 10.9.1**
- **Art. 21.2.4.1**
- **Art. 21.10.2**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El botón **Volver a distribución de acero**, le permite regresar a la opción, seleccionar la distribución del refuerzo longitudinal.
- Al oprimir el botón **Notación,** se muestra el significado de cada casilla utilizada en este formulario.
- El botón **Ir a revisión,** le permite regresar al formulario **REVISIÓN DE COLUMNAS**, este botón estará inhabilitado mientras no haya sido activado el formulario antes mencionado.
- Al oprimir el botón **Siguiente**, se activa el formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2.**
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.4. Formularios ND2 NODO 1 VIGA-COLUMNA (N 1), ND2 NODO 2 VIGA-COLUMNA (N 2), ND2 NODO 3 VIGA-COLUMNA (N 3), ND2 NODO 4 VIGA-COLUMNA (N 4).

Permiten introducir las características correspondientes al nodo y realizar el cálculo de la capacidad resistente a flexión de una viga (kgf-m), que se conecte al nodo estudiado; tanto para el acero superior a compresión como para el acero superior a tracción. Además permite calcular la capacidad resistente a flexocompresión de la columna que se conecta al mismo nodo. Dicha viga y columna son los miembros distintos a las vigas 1 y 2, y a las columnas 1 y 2; del pórtico a analizar.(Ver Figura 3.7 y A.9).

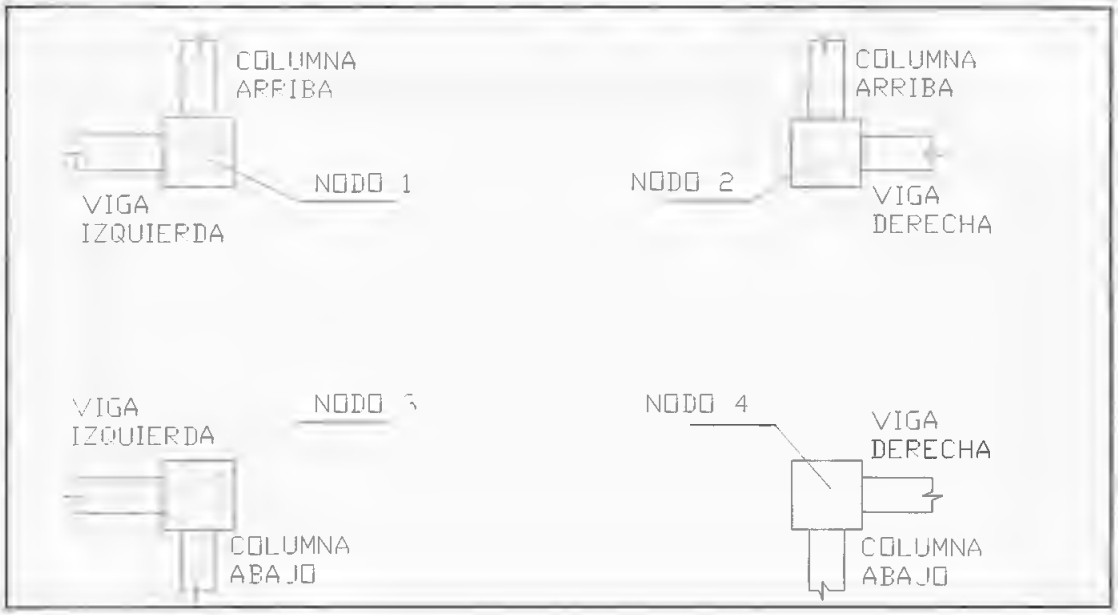


Figura 3.7. Miembros pertenecientes a los formularios NODOS VIGA–COLUMNA.

Instrucciones de uso:

- Introduzca las características correspondientes en cada casilla para el nodo, incluyendo la selección de la alineación de las vigas en el NODO y presione el botón ***OK***.
- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla para la viga.
- Oprimir el botón **Capacidad a flexión para As superior a compresión en Kgf-m**.
- Oprimir el botón **Capacidad a flexión para As inferior a compresión en Kgf-m**.
- Seleccionar la distribución del acero de refuerzo longitudinal para la columna y pulsar el botón **continuar**.
- El botón **Volver a distribución de acero**, permite regresar a la opción de seleccionar la distribución del acero de refuerzo longitudinal para la columna.
- Oprima el botón **Capacidad de la columna (kgf-m)**.

- Al oprimir el botón **Siguiente**, se activará el formulario **PÓRTICO.**
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.5. Formulario **ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.

Permite seleccionar el miembro a revisar, de igual forma se puede escoger la deformada típica de la estructura, ya sea a la derecha ó a la izquierda. (Figura A.10)

Instrucciones de uso:

- Para seleccionar el miembro a revisar debe hacer clic sobre la opción deseada.
- Para seleccionar la deformada típica a estudiar debe hacer clic sobre la opción deseada.
- Una vez seleccionado el miembro a revisar y la deformada de la estructura oprima **Aceptar,** para ir al formulario correspondiente a la opción seleccionada.
- Para regresar al formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 2**, oprima **Atrás.**
- El botón **Ir a artículos** le permite ir al formulario **ARTÍCULOS** (Figura A.14)
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.6. Formulario **ND2 REVISÓN DE VIGAS**.

Permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte del miembro en kgf. Además calcula el corte hiperestático y por ende la fuerza de corte de diseño en kgf. Dichos cálculos son hechos tanto para la viga 1 como para la viga 2. (Figura A.11)

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Introduzca el valor del corte isostático en kgf.
- Oprima el botón **Corte hiperestático (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte (Kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte, el programa verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 11.5.4.3**
  - **Art. 11.5.6.9**
  - **Art. 21.10.4.1**
  - **Art. 21.10.4.2**
  - **Art. 21.10.4.3**
  - **Art. 21.10.3**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- Al oprimir el botón **Detallado PÓRTICO**, se muestra un gráfico con el detallado y características correspondientes al pórtico estudiado.
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.7. Formulario **ND2 REVISIÓN DE COLUMNAS**.

Este formulario permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte del miembro en kgf. Además calcula el corte hiperestático y por ende la fuerza de corte de diseño en kgf. Dichos cálculos son hechos tanto para la columna 1 como para la columna 2. (Figura A.12)

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima el botón **Corte hiperestático (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte (Kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte, el programa verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 11.5.4.3**
  - **Art. 11.5.6.9**
  - **Art. 21.10.5.1**
  - **Art. 21.10.5.2**
  - **Art. 21.10.5.4**
  - **Art. 21.10.3**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El botón **Ir a columnas,** le permite regresar al formulario **COLUMNAS,** donde podrá hacer las modificaciones necesarias.
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.3.8. Formulario **ND2 REVISIÓN DE NODOS**.

Permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte de los nodos, en el pórtico en estudio, en kgf. (Figura A.13)

Instrucciones de uso:

- Seleccione los botones **Miembro confinante** necesarios, que indiquen cuales miembros son confinantes.
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad, el programa verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma COVENIN-MINDUR(en revisión):

  - **Art. 18.8.6.1**
  - **Art. 18.8.6.2**
  - **Art. 18.8.6.3**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4. Formularios utilizados para la revisión de los requisitos para el Nivel de Diseño 3 (ND3)

3.4.1. Formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 3.**

Permite seleccionar el tipo de pórtico en la estructura; dentro del cual se podrá seleccionar las columnas, nodos o zonas en las vigas a analizar; con el fin de introducir las características de cada sección (Ver Figura 3.6 y A.2).

- **I 1**, representa la zona de confinamiento en el extremo izquierdo de la viga 1.
- **C 1**, representa la zona no confinada de la viga 1(centro de la luz).
- **D 1**, representa la zona de confinamiento en el extremo derecho de la viga 1.
- **I 2**, representa la zona de confinamiento en el extremo izquierdo de la viga 2.
- **C 2**, representa la zona no confinada de la viga 2(centro de la luz).
- **D 2**, representa la zona de confinamiento en el extremo derecho de la viga 2.

Instrucciones de uso:

- Seleccione el tipo de pórtico a analizar, haciendo clic sobre la opción deseada.
- Oprima el botón **I 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO**.
- Oprima el botón **C 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 1 CENTRO**.
- Oprima el botón **D 1** en la viga superior (**viga 1**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 1 EXTREMO DERECHO**.
- Oprima el botón **I 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO**.

- Oprima el botón **C 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 2 CENTRO**.
- Oprima el botón **D 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO**.
- Oprima el botón columnas del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 COLUMNAS.**
- Oprima el botón **NODO 1,** para activar el formulario **ND3 NODO 1 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 2,** para activar el formulario **ND3 NODO 2 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 3,** para activar el formulario **ND3 NODO 3 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 4,** para activar el formulario **ND3 NODO 4 VIGA-COLUMNA.**
- Si desea regresar al formulario **NIVEL DE DISEÑO,** pulse el botón **Atrás.**
- Oprima el botón **siguiente,** para avanzar al formulario **ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.2. Formulario **ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1), ND3 VIGA 1 CENTRO (C 1), ND3 VIGA 1 EXTREMO DERECHO (D 1), ND3 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO (I 2), ND3 VIGA 2 CENTRO (C 2), ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 1),**

Permiten realizar el cálculo de la capacidad resistente a flexión de la sección en kgf-m, los extremos de las vigas tanto para el acero superior a compresión como para el acero superior a tracción y en el centro de la luz para el acero superior a compresión.

- Oprima el botón **C 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 2 CENTRO**.
- Oprima el botón **D 2** en la viga inferior (**viga 2**) del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO**.
- Oprima el botón columnas del pórtico analizado, para activar el formulario **ND3 COLUMNAS.**
- Oprima el botón **NODO 1,** para activar el formulario **ND3 NODO 1 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 2,** para activar el formulario **ND3 NODO 2 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 3,** para activar el formulario **ND3 NODO 3 VIGA-COLUMNA.**
- Oprima el botón **NODO 4,** para activar el formulario **ND3 NODO 4 VIGA-COLUMNA.**
- Si desea regresar al formulario **NIVEL DE DISEÑO,** pulse el botón **Atrás.**
- Oprima el botón **siguiente,** para avanzar al formulario **ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.2. Formulario **ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1), ND3 VIGA 1 CENTRO (C 1), ND3 VIGA 1 EXTREMO DERECHO (D 1), ND3 VIGA 2 EXTREMO IZQUIERDO (I 2), ND3 VIGA 2 CENTRO (C 2), ND3 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 1),**

Permiten realizar el cálculo de la capacidad resistente a flexión de la sección en kgf-m, los extremos de las vigas tanto para el acero superior a compresión como para el acero superior a tracción y en el centro de la luz para el acero superior a compresión.

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima el botón **Capacidad a flexión para As superior a compresión en Kgf-m**.
- Oprima el botón **Capacidad a flexión para As inferior a compresión en Kgf-m** (botón solo disponible en los formularios para los extremos de las vigas).
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 3**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad, el software verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

- **Art. 21.3.1.2**
- **Art. 21.3.1.3**
- **Art. 21.3.1.4**
- **Art. 21.3.2.1**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- Al oprimir el botón **N°barra?**, se muestra una tabla con los valores correspondientes al acero de refuerzo, con la designación COVENIN para el diámetro, peso y área de la barra. (Figura A.7)
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.3. Formulario **ND3 COLUMNAS.**

Permite calcular la capacidad a flexocompresión unixial de las columnas (**columna 1** y **columna 2**) en el pórtico analizado. (Figura A. 8)

- **Columna 1**, se refiere a la columna ubicada a la izquierda en el pórtico.
- **Columna 2**, se refiere a la columna ubicada a la derecha en el pórtico.

Instrucciones de uso:

- Inicialmente debe seleccionar la distribución del refuerzo longitudinal, tanto para la columna 1 como para la columna 2.
- Una vez seleccionada la distribución del refuerzo, para ambas columnas, presione el botón **continuar**.
- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima los botones **capacidad columna 1 (Kgf-m)** y **capacidad columna 2 (Kgf-m).**
- Al realizar el calculo de la capacidad a flexión, el software verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

- **Art. 21.2.4.1**
- **Art. 21.4.1.1**
- **Art. 21.4.1.2**
- **Art. 21.4.2.1**
- **Art. 21.4.3.1**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El botón **Volver a distribución de acero**, le permite regresar a la opción, seleccionar la distribución del refuerzo longitudinal.
- Al oprimir el botón **Notación,** se muestra el significado de cada casilla utilizada en este formulario.
- El botón **Ir a revisión,** le permite regresar al formulario **REVISIÓN DE COLUMNAS**, este botón estará inhabilitado mientras no haya sido activado el formulario antes mencionado.

- Al oprimir el botón **Siguiente**, se activa el formulario **PÓRTICO NIVEL DE DISEÑO 3.**
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.4. Formulario **ND3 NODO 1 VIGA-COLUMNA (N 1), ND3 NODO 2 VIGA-COLUMNA (N 2), ND3 NODO 3 VIGA-COLUMNA (N 3), ND3 NODO 4 VIGA-COLUMNA (N 4),**

Este formulario permite introducir las características correspondientes al nodo y realizar el cálculo de la capacidad resistente a flexión de una viga (kgf-m), que se conecte al nodo estudiado; tanto para el acero superior a compresión como para el acero superior a tracción. Además permite calcular la capacidad resistente a flexocompresión de la columna que se conecta al mismo nodo. Dicha viga y columna son los miembros distintos a las vigas 1 y 2, y a las columnas 1 y 2; del pórtico a analizar..(Ver Figura 3.7).

Instrucciones de uso:

- Introduzca las características correspondientes en cada casilla para el nodo, incluyendo la selección de la alineación de las vigas en el NODO y presione el botón ***OK***.
- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla para la viga.
- Oprimir el botón **Capacidad a flexión para As superior a compresión en Kgf-m**.
- Oprimir el botón **Capacidad a flexión para As inferior a compresión en Kgf-m**.
- Seleccionar la distribución del acero de refuerzo longitudinal para la columna y pulsar el botón **continuar**.

- El botón **Volver a distribución de acero**, permite regresar a la opción de seleccionar la distribución del acero de refuerzo longitudinal para la columna.
- Oprima el botón **Capacidad de la columna (kgf-m)**.
- Al oprimir el botón **Siguiente**, se activará el formulario **PÓRTICO.**
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el programa permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.5. Formulario **ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.

Permite seleccionar el miembro a revisar (Vigas, Columnas o Nodos), de igual forma se puede escoger la deformada típica de la estructura, ya sea a la derecha ó a la izquierda. (Figura A.10)

Instrucciones de uso:

- Para seleccionar el miembro a revisar debe hacer clic sobre la opción deseada.
- Seleccionar la deformada típica a estudiar haciendo clic sobre la opción deseada.
- Una vez seleccionado el miembro a revisar y la deformada de la estructura oprima **Aceptar,** para ir al formulario correspondiente **a la** opción seleccionada.
- Para regresar al formulario **PÓRTICO**, oprima **Atrás.**
- El botón **Ir a artículos** le permite ir al formulario **ARTÍCULOS.**
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código,** el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.6. Formulario **ND3 REVISIÓN DE VIGAS.**

Permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte del miembro en kgf. Además calcula el corte hiperestático y por ende la fuerza de corte de diseño en Kgf. Dichos cálculos son hechos tanto para la viga 1 como para la viga 2

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Introduzca el valor del corte isostático en kgf.
- Oprima el botón **Corte hiperestático (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte (Kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte, el software verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 11.5.4.3**
  - **Art. 11.5.6.9**
  - **Art. 21.3.2.2**
  - **Art. 21.3.3.1**
  - **Art. 21.3.3.2**
  - **Art. 21.3.3.4**
  - **Art. 21.3.4.1**
  - **Art. 21.3.4.2**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- Al oprimir el botón **Detallado PÓRTICO**, se muestra una figura con características correspondientes a un pórtico.
- El botón **Detallado Refuerzo** permite ver el artículo 21.3.3.6 y la figura R21.3.3 correspondiente al comentario de la Norma ACI 318-99.
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir el botón **Ver Código**, el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.7. Formulario **ND3 REVISIÓN DE COLUMNAS :**

Permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte del miembro en kgf. Además calcula el corte hiperestático y por ende la fuerza de corte de diseño en kgf. Dichos cálculos son hechos tanto para la columna 1 como para la columna 2. (Figura A.12)

Instrucciones de uso:

- Introduzca los valores correspondientes en cada casilla.
- Oprima el botón **Corte hiperestático (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte (Kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **ND3 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte, el software verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 11.5.4.3**
  - **Art. 11.5.6.9**
  - **Art. 21.4.4.1**
  - **Art. 21.4.4.2**
  - **Art. 21.4.4.3**
  - **Art. 21.4.4.4**
  - **Art. 21.4.4.6**
  - **Art. 21.4.5.1**
  - **Art. 21.4.5.2**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El botón **Ir a columnas,** le permite regresar al formulario **COLUMNAS,** donde podrá hacer las modificaciones necesarias.
- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

3.4.8. Formulario **ND3 REVISIÓN DE NODOS.**

Este formulario permite realizar el cálculo de la capacidad resistente al corte de los nodos en el pórtico en estudio en kgf. Además aplica el criterio COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL. (Figura A.13)

Instrucciones de uso:

- Selecciones los botones **Miembro confinante** necesarios, que indiquen cuales miembros son confinantes.
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (kgf).**
- Oprima el botón **Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (kgf).**
- Oprima el botón **Siguiente**, para ir al formulario **SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA**.
- Al realizar el cálculo de la capacidad, el software verifica que se cumplan los siguientes artículos de la Norma ACI 318-99:

  - **Art. 21.4.2.2**
  - **Art. 21.4.2.3**
  - **Art. 21.5.1.1**
  - **Art. 21.5.1.2**
  - **Art. 21.5.1.4**
  - **Art. 21.5.2.2**
  - **Art. 21.5.2.3**

- **Art. 21.5.3.1**

Si alguno de estos artículos no se cumple, el software mostrará un mensaje donde se especifica el artículo, dando las opciones de aceptar y cancelar, si desea continuar o no con el cálculo de la capacidad.

- El software tiene la opción de imprimir los datos y resultados de se presentan en este formulario con solo oprimir el botón **Imprimir.**
- Adicionalmente, al oprimir **Ver Código**, el software permite consultar el capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 (en español).

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Realizar una revisión sismorresistente a aquellas estructuras que la requieran es de gran importancia, en especial si se encuentran ubicadas en zonas con una gran amenaza sísmica. Conscientes de ello se logró realizar una herramienta computacional que permite ejecutar una revisión sismorresistente basada en los requerimientos contemplados en el Capítulo 21 de la Norma ACI 318-99 y en los requisitos presentados en la futura Norma COVENIN 1753 en su capítulo 18. Dicha revisión se aplica a los Niveles de Diseño ND2 y ND3, según la Norma COVENIN 1756-98 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES".

Esta herramienta es muy elaborada y de fácil manejo para una mejor y mas rápida aplicación de los requerimientos exigidos por los Capítulos 18 y 21 de la futura Norma COVENIN 1753 y ACI 318-99 respectivamente; aplicados específicamente a pórticos regulares en edificaciones de concreto reforzado, con armados típicos y secciones rectangulares. Además muestra de una forma amigable, mediante fotos, mensajes y figuras el cumplimento o no de los artículos correspondientes a las Normas antes mencionadas.

A manera de comentario, se revisaron varios pórticos como se muestra en los ejemplos del apéndice, donde se puede observar entre otras cosas, la interacción entre los miembros pertenecientes a un pórtico y su influencia en el comportamiento de la estructura; por ejemplo, la orientación de las columnas dentro del pórtico puede proporcionar una mayor o menor capacidad resistente a flexocompresión, esto depende de las dimensiones, distribución y porcentaje

del acero de refuerzo longitudinal. Dicha capacidad está íntimamente relacionada con la formación de rotulas plásticas, en donde se busca evitar que se formen en columnas antes que en vigas; esto se evidencia en la Norma ACI 318-99 mediante el criterio columna fuerte – viga débil, en donde se expresa que la suma de las capacidades de las columnas que llegan a un nodo, sean al menos un 20% mayor a la suma de las capacidades de las vigas que llegan al mismo nodo

Es evidente el nivel de exigencia requerido por los nodos tanto para el ND2 como para el ND3. Dichos requerimientos pueden ser satisfechos, aunque constructivamente difíciles de emplear, por ejemplo, la colocación del acero de refuerzo transversal a una separación de 5 cm o aumentar el diámetro del refuerzo transversal a ½" con la finalidad de evitar una falla por corte en el nodo. De igual forma podría disminuirse el acero de refuerzo longitudinal en las vigas para evitar tracción excesiva en el nodo; lo que ocasionaría una disminución sustancial de la capacidad a flexión de la misma. Otra opción y la mas recomendable es aumentar la capacidad a flexocompresión de las columnas que llegan al nodo. La opción a seleccionar, entre otras, queda en manos del ingeniero responsable.

Cabe destacar que la Norma ACI 318-99 no contempla requisitos especiales para los nodos en el ND2; mientras que la futura Norma COVENIN (en revisión) exige el cumplimiento de ciertos requerimientos especiales para el diseño ó revisión de los nodos viga – columna.

Finalmente es importante mencionar que es muy difícil emitir conclusiones definitivas acerca de relaciones óptimas entre miembros pertenecientes a un pórtico, ya que para ello es necesario la revisión de una gran cantidad de casos de pórticos regulares mediante este programa. En definitiva gracias a las ideas, conceptos y el software aquí presentados, es posible tener la opción de que a partir del mismo se pueda realizar un estudio mas detallado del problema.

BIBLIOGRAFÍA

1) Americam Concrete Institute, 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99).*

2) Arthur H., Nilson, 1999. *Diseño de Estructuras de Concreto.* Duodécima Edición, McGRAW-HILL, 722 pp.

3) Barreiro V., María. *FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL* . Trabajo de Ascenso Universidad Católica Andrés Bello.

4) COVENIN 1793-2001 (borrador Capítulo 18 Requisitos para el Diseño Sismorresistente)

5) Funvisis, 1998. *Norma COVENIN 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes.* FONDONORMA.

6) Gutiérrez, Arnaldo, 1997. *Diseño Sismorresistente Especificaciones y criterios empleados en Venezuela,* Tema 10 *Diseño y Detallado de Miembros y Conexiones en Edificaciones.*

7) Grases, José., 1987. *Concreto Armado en Zonas Sísmicas.* Ediciones SIDETUR, 251 pp.

8) Gammarano, Gina A., 1998. *Diseño de columnas a flexocompresión biaxial con el método de la P.C.A.* Trabajo Especial de Grado Universidad Metropolitana.

9) Halvorson, Michael 1999. *Aprenda Microsoft Visual Basic 6.0 ya.* Primera Edición, McGRAW-HILL, 619 pp.

10) Park, R , Paulay, T, 1999. *Estructuras de Concreto Reforzado.* Décima Reimpresión, LIMUSA, 796 pp.

11) Portland Cement Association, 1999. NOTES ON ACI 318-99.