

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES DE DUCTILIDAD EN VIGAS Y COLUMNAS DE
ESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la
Facultad de Ingeniería

POR

ROBERTO JOSE ESPAÑA ESPIGARES

Al conferírsele el Título de

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1997



02
TC(4141)
C.14

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

**CONSIDERACIONES DE DUCTILIDAD EN VIGAS Y COLUMNAS DE
ESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de Abril de 1997.

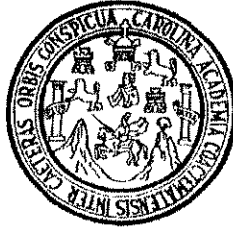


Roberto José España Espigares

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA



MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO : Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL PRIMERO : Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL SEGUNDO : Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL TERCERO : Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL CUARTO : Br. Victor Rafaél Lobos Aldana
VOCAL QUINTO : Br. Wagner Gustavo López Cáceres
SECRETARIO : Ing. Gilda Marina Castellanos B. de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO : Ing. Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR : Ing. Oscar Enrique Flores Sandoval
EXAMINADOR : Ing. Javier Francisco Quiñonez de la Cruz
EXAMINADOR : Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
SECRETARIO : Ing. Gilda Marina Castellanos B. de Illescas



Guatemala, Octubre de 1997

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Ricardo A. Ibarra M.
Jefe del Departamento de Estructuras
de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
U S A C

Estimado Ing. Ibarra:

Por este medio tengo el gusto de informarle que he revisado el trabajo de tesis titulado "Consideraciones de ductilidad en vigas y columnas de estructuras de puentes de concreto reforzado", desarrollado por el estudiante Roberto José España Espigares.

Considero que el trabajo en mención ha sido revisado y es una contribución para una mejor comprensión de la respuesta de las estructuras; por tal razón lo recomiendo para su aprobación como tesis de graduación.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente,

Ing. Juan Miguel Rubio Romero
Asesor



Guatemala, Octubre de 1997

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
U S A C

Señor Director:

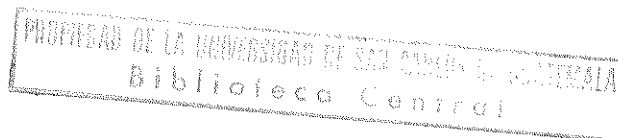
Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado "Consideraciones de ductilidad en vigas y columnas de estructuras de puentes de concreto reforzado", elaborado por el estudiante Roberto José España Espigares, y asesorado por el Ingeniero Juan Miguel Rubio Romero.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente,

Ing. Ricardo Augusto Ibarra Menendez
Jefe del Departamento de Estructuras





FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Miguel Rubio Romero y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Roberto José España Espigares, titulado CONSIDERACIONES DE DUCTILIDAD EN VIGAS Y COLUMNAS DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, noviembre de 1,997.

JDIS/bbdeb.

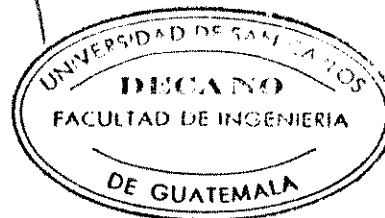


FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **CONSIDERACIONES DE DUCTILIDAD EN VIGAS Y COLUMNAS DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO**, del estudiante Roberto José España Espigares, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra
DECANO EN FUNCIONES



Guatemala, noviembre de 1, 1997

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS,	Fuente y guía de mi vida
MIS PADRES,	Roberto y Miriam, maestros por excelencia en el rumbo de mi vida
MIS HERMANAS,	Ana Miriam, Regina y Alejandra, por llenar mi vida de alegría
MIS FAMILIARES Y AMIGOS,	Por su apoyo incondicional
LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS,	Con gratitud y respeto

INDICE GENERAL

	<u>Página</u>
+ Lista de Figuras	i
+ Simbología	ii
+ Glosario	v
+ Introducción	1
+ Objetivos	2
+ CAPITULO I	
Criterios de Ductilidad en Concreto Reforzado	
1.1. Ductilidad	4
1.2. Ductilidad en vigas	5
1.3. Ductilidad en columnas	10
1.4. Ductilidad en piezas y estructuras rígidas ..	16
+ CAPITULO II	
Aplicación a Estructuras de Puentes	
2.1. En la superestructura	21
2.2. En columnas de marcos	25
2.3. En los puentes	28
2.4. Ejemplos de aplicación	30
+ CAPITULO III	
Ayudas de Diseño y Control	
3.1. Diagramas de flujo	39
3.2. Limitaciones	45
+ Conclusiones	47
+ Recomendaciones	48
+ Referencias	49
+ Bibliografía	51

LISTA DE FIGURAS

<u>No.</u>	<u>Descripción</u>	<u>Página</u>
1.1.	Viga prismática y viga acartelada con sus respectivos diagramas de momentos	6
1.2.	Sección de una viga simplemente reforzada a flexión a la primera cedencia	7
1.3.	Sección de una viga simplemente reforzada a flexión bajo momento último	8
1.4.	Resistencia y ductilidad de una sección de columna --- Diagramas de interacción	13
1.5.	Resistencia y ductilidad de una sección de columna --- Ductilidad de curvatura	13

SIMBOLOGIA

- ϕ_u = Deformación última
- ϕ_y = Deformación a la primera cedencia
- Ω = Magnificador de momentos
- S_b = Porcentaje de acero balanceado
- S_{MAX} = Porcentaje de acero máximo
- S_{MIN} = Porcentaje de acero mínimo
- ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia
- A_b = Area de la barra de refuerzo (cm²)
- A_g = Area de la sección transversal del elemento (cm²)
- A_s = Area de refuerzo en tensión (cm²)
- b = Ancho de la cara en compresión del elemento (cm)
- b'' = Ancho del núcleo confinado medido hasta afuera de los estribos (cm)
- B_1 = Factor de distribución rectangular de esfuerzos por compresión
- B_2 = Factor de flujo plástico del concreto
- c = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro (cm)
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo sujeto a tensión (cm)
- E = Esbeltez según Euler
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)
- E_s = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²)
- E_u = Deformación de la fibra extrema en compresión

- F'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto (kg/cm²)
- F_y = Limite de fluencia del acero (kg/cm²)
- I_g = Módulo de inercia de una sección (cm⁴)
- K = Factor de pandeo
- L = Altura de la columna
- $l.$ = Lado menor de una sección transversal rectangular (cm)
- M = Momento aplicado (kg-m)
- M_a = Momento del análisis estructural (kg-m)
- M_d = Momento de diseño (kg-m)
- M_r = Momento resistente (kg-m)
- $M_{u\ c\ m}$ = Momento último de carga muerta (kg-m)
- $M_{u\ r}$ = Momento último total (kg-m)
- n = Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto
- p = Porcentaje de refuerzo en tensión
- P = Carga axial (T)
- P_{cr} = Carga critica (T)
- P_o = Resistencia nominal a carga axial a una excentricidad igual a cero (T)
- P_s = Relación del volumen de los estribos al volumen del núcleo de concreto, medido hasta afuera de los estribos
- P_u = Carga axial aplicada a lo largo del eje centroidal del elemento (T)
- P_u' = Carga axial resistente (T)
- R = Radio de una sección transversal circular (cm)
- S = Separación entre estribos a lo largo del elemento (cm)

- Sh = Espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento
- U = Ductilidad en vigas
- Vc = Resistencia a corte del concreto (T)
- Vu = Corte actuante en el elemento (T)
- Z = Ductilidad en columnas

GLOSARIO

- + *Concreto reforzado*, concreto que contiene varillas de acero o algún otro tipo de refuerzo, de forma tal que concreto y refuerzo trabajan juntos para resistir las fuerzas a las que son sometidos.

- + *Confinamiento*, refuerzo transversal espaciado estrechamente en forma de estribos, aros o hélices cerradas que aumenta considerablemente la ductilidad del concreto y logra un mejor comportamiento dúctil del miembro en la carga última.

- + *Ductilidad*, propiedad que presentan algunos materiales de aceptar grandes deformaciones antes de llegar a la rotura.

- + *Estribos*, refuerzo empleado para resistir esfuerzos cortantes en un elemento estructural situado perpendicularmente o en ángulo al refuerzo longitudinal.

- + *Longitud de desarrollo*, longitud del refuerzo anclado que se requiere a fin de desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

- + *Rigidez*, es la acción necesaria para producir una deformación unitaria con cualquier clase de sollicitaciones (flexión, axial, corte, torsión), sin permitir traslación de ninguno de los extremos.

- + *Secciones acarteladas*, son aquellas cuya sección varía en los extremos de la viga.

- + *Secciones prismáticas*, son aquellas cuya sección permanece constante a lo largo de la viga. También se conocen como secciones rectangulares.

- + *Subestructura*, es la parte que transmite todas las cargas del puente hacia el suelo, es decir, es el soporte general de la estructura.

- + *Superestructura*, es la parte que sirve de paso a los vehículos.



INTRODUCCION

En la práctica del diseño de puentes, a pesar de que la mayor parte del territorio nacional se encuentra sobre una región de alto riesgo sísmico, se suele obviar el análisis de ductilidad en dichas estructuras. Lo anterior no cumple uno de los principales objetivos del diseño de estructuras sísmicas que es poder proporcionar ductilidad a sus miembros para evitar las fallas.

Si se llevara a la práctica este análisis, se lograría el propósito de estas estructuras ante catástrofes naturales; así como una mayor seguridad vial.

Razón por la cual, en el presente trabajo de tesis se analizarán las estructuras de algunos puentes ya construidos, aplicándoseles criterios de ductilidad y se compararán con el diseño original.

OBJETIVOS

- 1.- Presentar soluciones si se detectan valores bajos de ductilidad o anomalías en las estructuras de los puentes estudiados.

- 2.- Proponer diagramas de flujo y limitaciones para la aplicación de ductilidad en estructuras de puentes.

- 3.- Concientizar a los profesionales de la construcción sobre la importancia de la aplicación del análisis de ductilidad.

CAPITULO I

CRITERIOS DE DUCTILIDAD EN CONCRETO REFORZADO

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
VENEZUELA

CAPITULO I

Criterios de Ductilidad en Concreto Reforzado

1.1. Ductilidad

La ductilidad, que es uno de los componentes de la tenacidad (capacidad de absorber energía hasta el punto de fractura), es la propiedad que presentan algunos materiales al aceptar grandes deformaciones antes de la rotura. También se dice que un material es dúctil si es capaz de sufrir, sustancialmente, deformaciones al aplicarle una carga casi constante, sin sufrir excesivo daño o pérdida de resistencia en presencia de cargas subsecuentes aplicadas. Los factores que afectan la ductilidad de un elemento son:

- + *Cantidad de área de acero:* la ductilidad aumenta así como el área de acero disminuye.
- + *Porcentaje de refuerzo a compresión:* la ductilidad aumenta así como aumenta el acero a compresión.
- + *Resistencia del acero:* mayor resistencia del acero disminuye la ductilidad.
- + *Resistencia del concreto:* un concreto de mayor resistencia es mucho más dúctil.

+ *Sección del elemento*: mayores secciones incrementan la ductilidad.

Las indicaciones sobre la ductilidad, tienen una gran importancia en la Ingeniería, puesto que muestran hasta qué punto puede deformarse el material sin fracturarse, además, es de gran interés en las pruebas de aceptación, debido a que la falta de ductilidad en un material normalmente dúctil, indica *mala calidad* y la falta de ductilidad en estructuras, sobre todo en zonas sísmicas, indica *pobreza estructural*.

Una ventaja de la ductilidad es que pueden presentarse distorsiones visibles si las cargas se vuelven muy grandes, lo cual permite tomar una acción correctiva antes de que ocurra la fractura.

1.2. Ductilidad en vigas

Es importante que el ingeniero verifique la ductilidad de los elementos que diseña, tomando en cuenta los factores descritos en la Sección 1.1.

Para la mayoría de cálculos y diseños estructurales, los ingenieros utilizan las vigas de sección prismática o

rectangular (aquellas cuya sección permanece constante a lo largo de la viga), mientras que en estructuras especiales o que poseen mucha luz como los puentes, prefieren utilizar vigas de sección acartelada (aquellas que tienen secciones variables en los extremos de la viga), ya que éstas tienen una forma estructural tal, que se amoldan al diagrama de momentos y proveen más sección donde más se necesita. La Figura 1.1. muestra una viga prismática y una viga acartelada y cómo éstas se amoldan a los diagramas de momentos.

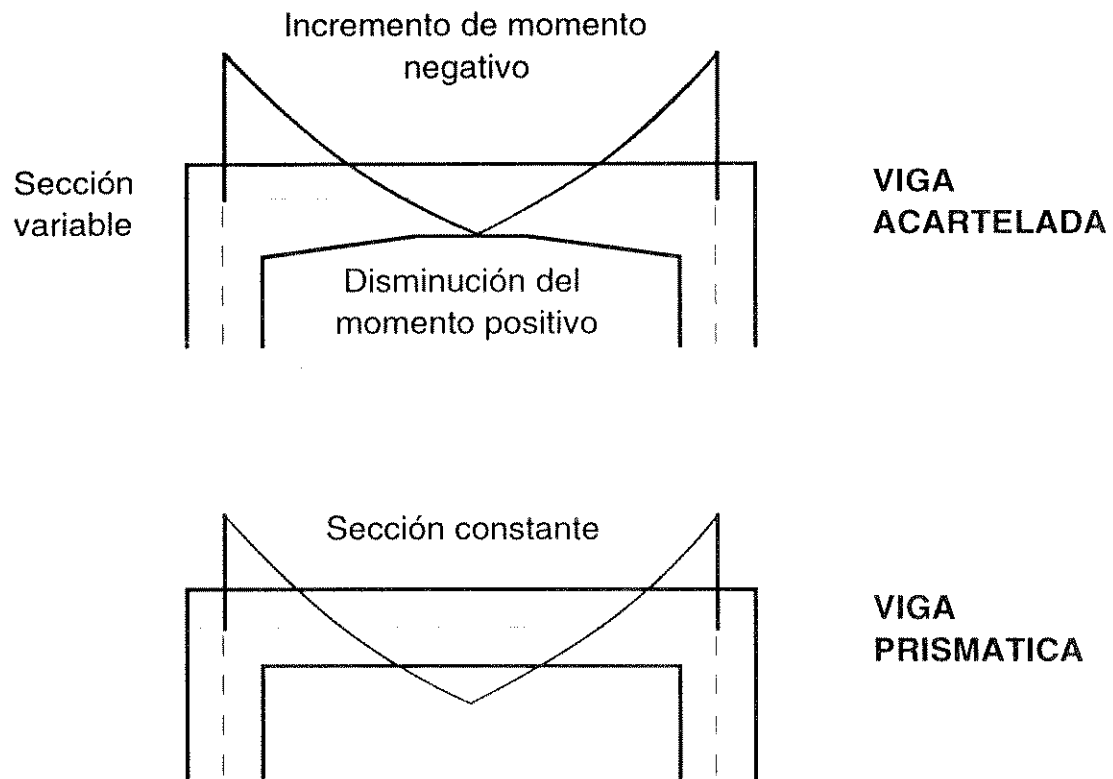


FIGURA 1.1.- VIGA PRISMÁTICA Y VIGA ACARTELADA CON SUS RESPECTIVOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS.

Para hablar acerca del acero de refuerzo en las vigas, el Código del Instituto Americano del Concreto (ACI) establece el mínimo de porcentaje de refuerzo que se debe colocar en una sección:

- + $A_{s, min} = 14.1 / F_y$, para el acero longitudinal
- + Colocar, como mínimo, cuatro varillas de este acero
- + Proveer de refuerzo transversal para evitar el corte

La ductilidad de una viga se expresa como la relación de la deformación última (ϕ_u) a la deformación a la primera cedencia (ϕ_y). La Figura 1.2. muestra la sección de una viga simplemente reforzada a flexión a la primera cedencia, mientras que la Figura 1.3. muestra la sección de una viga simplemente reforzada, a flexión bajo momento último.

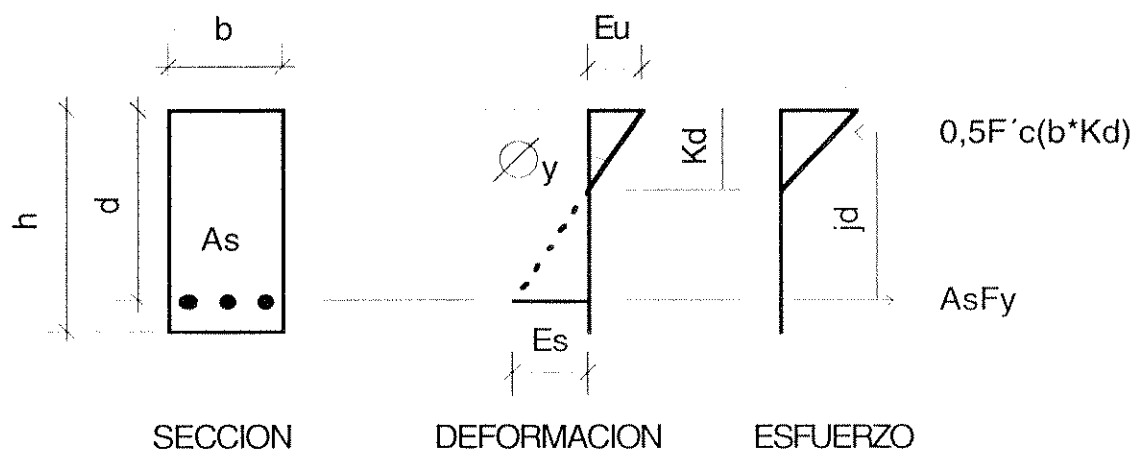


FIGURA 1.2.- SECCION DE UNA VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA A FLEXION A LA PRIMERA CEDENCIA.

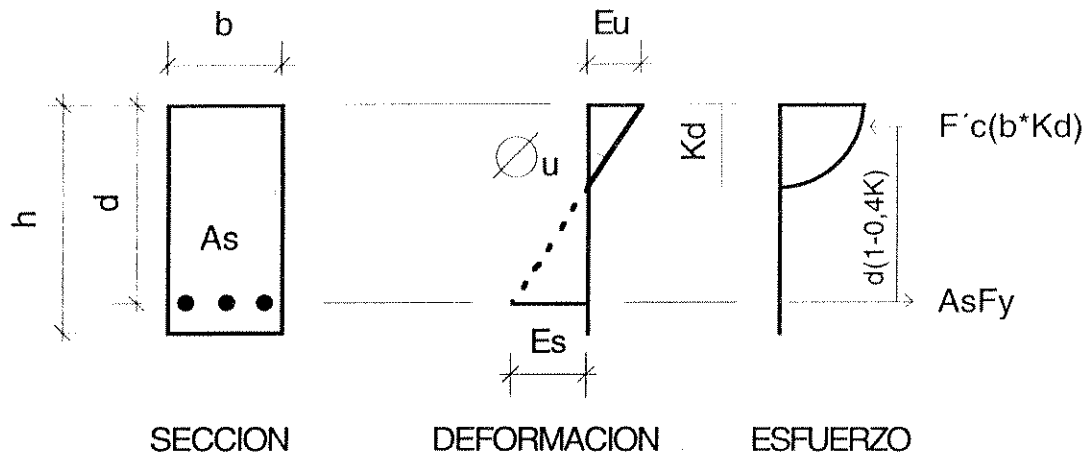


FIGURA 1.3.- SECCION DE UNA VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA A FLEXION BAJO MOMENTO ULTIMO.

Analizando las figuras anteriores y teniendo en cuenta que $U = \phi_u / \phi_y$, se obtiene la siguiente fórmula para calcular la ductilidad:

$$U = \frac{Eu (\phi_u) Es [1 + pn - \text{SQRT} (2pn + (pn)^2)]}{p (Fy)^2} \quad (1)$$

Hay que tener en cuenta que el acero que está trabajando a flexión es el que se utiliza para calcular la ductilidad y si existiera acero a compresión, también se utilizaría, pues éste incrementaría la ductilidad.

Debido a que una viga balanceada falla en forma repentina en compresión, el ACI limita el refuerzo de tensión a un máximo, para zona sísmicas, de $0.50 \cdot \epsilon_c$. Así, cuando el

refuerzo llega a la cedencia, el concreto aún tendrá aproximadamente una reserva adicional de una tercera parte de su resistencia en compresión. El refuerzo dúctil usual asegura ductilidad en el miembro, con grietas anchas y más deflexión como una señal de advertencia de que se aproxima a la capacidad del elemento.

Los valores de ductilidad que se desean obtener en las vigas deben ser mayores de 4 si se utiliza $\epsilon_u = 0.003$ y mayores de 6 si se utiliza $\epsilon_u = 0.004$, para que las vigas puedan absorber bastante deformación antes de llegar al colapso, si es que éste se llegara a presentar. Este es uno de los principales objetivos del diseño de estructuras sísmicas, el poder proporcionar ductilidad a sus miembros para evitar las fallas.

Uno de los factores importantes en la ductilidad de los elementos, lo constituye el acero que trabaja a compresión, ya que éste se resta del acero que trabaja a tensión, lo que provoca una disminución en el porcentaje de acero a utilizar y por lo tanto un incremento en la ductilidad.

Se debe procurar que las ductilidades de los elementos tengan concordancia entre sí, lo cual permite que se comporten de forma similar. Esto se puede lograr diseñando

los elementos con porcentajes bajos de acero y con secciones que resistan perfectamente las cargas aplicadas. Con esto se puede lograr una buena relación entre el refuerzo y la ductilidad, los cuales dependen uno del otro.

1.3. Ductilidad en columnas

En esta sección se tratará acerca del tipo de refuerzo que pueda necesitar una sección y de los factores (rigidez, esbeltez y confinamiento) que influyan en ella.

El incremento de secciones aumenta la rigidez de una columna (acción necesaria para producir una deformación unitaria, con cualquier clase de sollicitación, sin permitir traslación de ninguno de los extremos), pero el incremento de la altura de una columna, disminuye la rigidez. Cada vez que se cambie la altura de un elemento, se debe cambiar su sección, para que éste siga manteniendo su condición de rigidez y ductilidad, ya que son dos factores importantes en el diseño de estructuras sísmicas.

Otro factor importante que se debe de tomar en cuenta es la esbeltez de la columna, porque mientras más alta sea una columna más esbelta será. El Código ACI recomienda que:

- + Si la esbeltez es menor que 22, no necesita que el momento flexionante de la columna se magnifique, y
- + Si la esbeltez es mayor que 100, se recomienda hacer un análisis más detallado (Inciso 10.11 Código ACI).

Para hablar acerca del acero de refuerzo en las columnas, el Código ACI establece el mínimo de porcentaje de refuerzo que se debe colocar en una sección:

- + $A_{s_{min}} = 0.01 A_g$
- + $A_{s_{min}} = 0.06 A_g$ (Zonas sísmicas)
- + $A_{s_{min}} = 0.08 A_g$ (Zonas no sísmicas)
- + Cuatro varillas longitudinales dentro de anillos circulares o rectangulares
- + Tres varillas longitudinales dentro de anillos triangulares
- + Seis varillas confinadas por espirales

Después de haber comprobado y verificado el acero de refuerzo, se procede a determinar si se necesita confinar. Esto se logra mediante la relación:

$$\frac{P_u}{P_o} > 0.10 \quad \text{----> si se confina}$$

y la longitud mínima de confinamiento, es la mayor longitud de tres parámetros, que son:

- + $L/6$
- + Lado mayor de la sección
- + 45 cm

El confinamiento en las columnas, produce un incremento en la ductilidad, además hace que ésta sea constante para una misma sección. Se debe tener en cuenta que cuando una columna no está confinada y posee carga axial pequeña, su ductilidad es grande; y conforme su carga axial se va incrementando, la ductilidad tiende a disminuir.

La Figura 1.4., grafica P contra M (el diagrama de interacción) y P contra ϕh , para una sección de columna con refuerzo en dos caras opuestas y la Figura 1.5. grafica la relación ϕ_u / ϕ_y , obtenida de las curvas 1 y 2, de la gráfica anterior, para la columnas no confinadas y de las curvas 1 y 3 para las columnas confinadas.

La curva 1 del diagrama $P - M$ indica las combinaciones de P y M que hacen que la columna alcance el límite útil de la deformación sin confinamiento. La curva 1 del diagrama $P - \phi h$

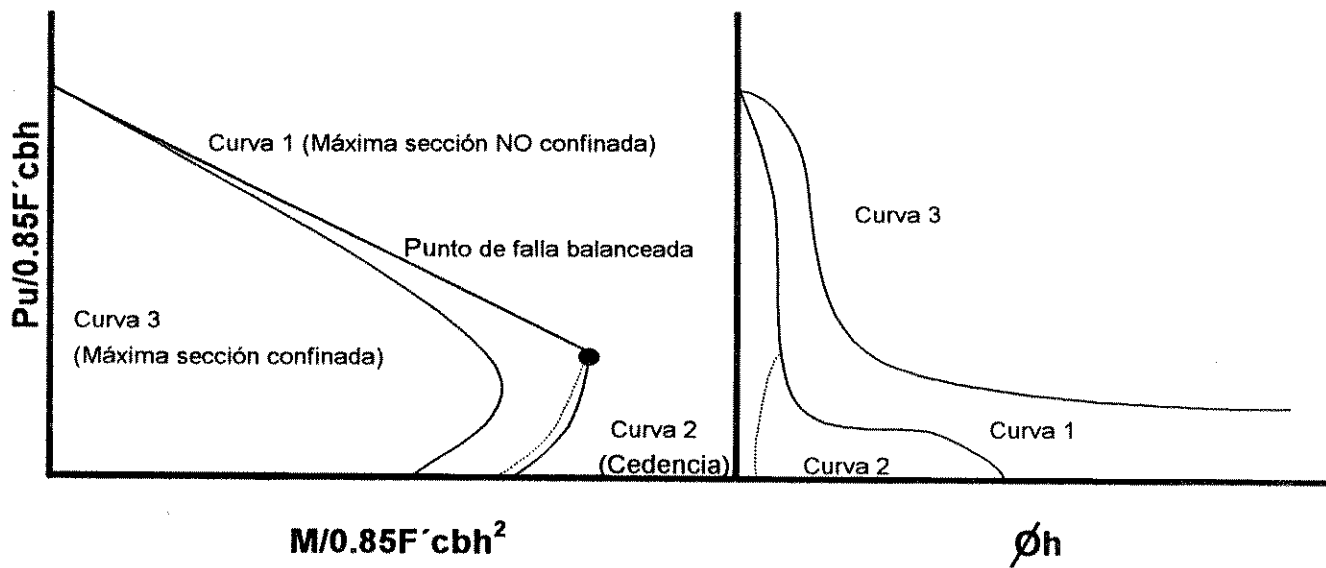


FIGURA 1.4.- RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE UNA SECCION DE COLUMNA --- DIAGRAMAS DE INTERACCION.

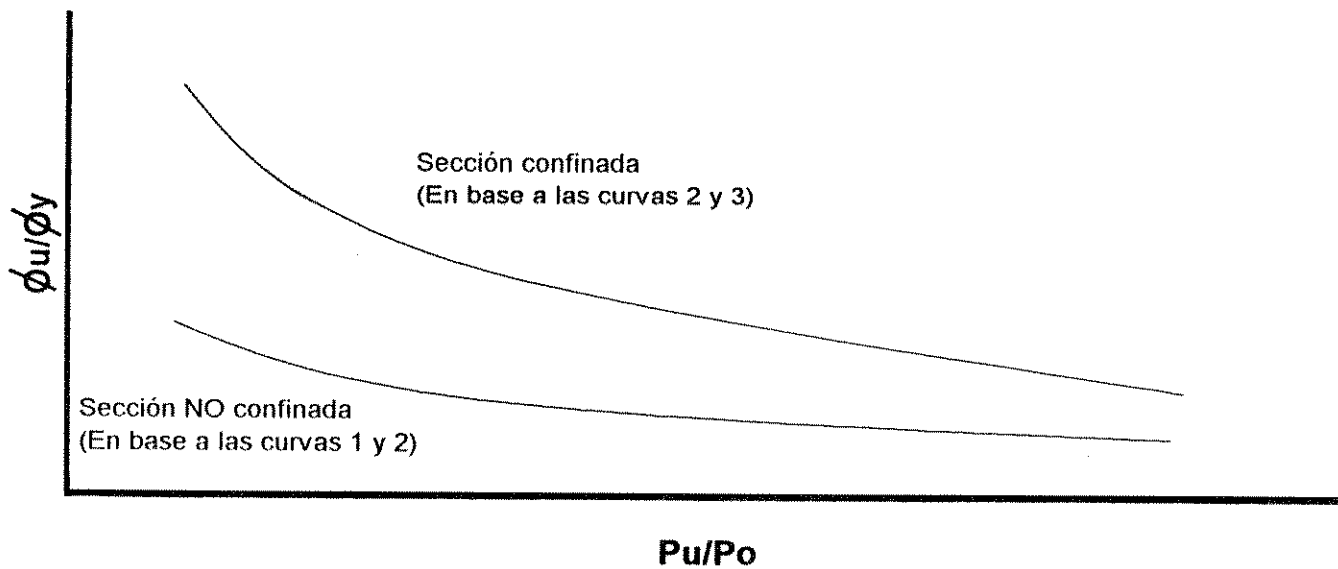


FIGURA 1.5.- RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE UNA SECCION DE COLUMNA --- DUCTILIDAD DE CURVATURA.

muestra la curvatura de la sección que corresponde a las combinaciones de P y M cuando se alcanza esta condición última. Las curvas 2 dan las combinaciones de P, M y ϕh que corresponden a los puntos en que el acero de tensión alcanza primeramente la resistencia de cedencia. Las curvas 2 no aparecen por encima del punto de falla balanceada debido a que el acero de tensión no alcanza la resistencia de cedencia por encima de ese punto. Por debajo del punto de falla balanceada en el diagrama P - ϕh las curvas 1 y 2 se separan e indican la cantidad de deformación inelástica de flexión que ocurre una vez iniciada la cedencia. Las curvas 3 dan las combinaciones de P, M y ϕh que hacen que la columna alcance el límite útil de la deformación con confinamiento. El máximo momento flector para cualquier valor de P es reducido en relación a la curva 1 porque el peralte efectivo de la sección también se reduce y el recubrimiento se considera inefectivo en el "rango de espiral" cuando el refuerzo transversal se vuelve efectivo confinando el cordón. Por otro lado, la curvatura última se incrementa apreciablemente.

La relación ϕ_u / ϕ_y obtenida de la Figura 1.5. proporciona las siguientes fórmulas para calcular la ductilidad:

+ Sin confinamiento:

$$Z = E_c / E_y [(d - c) / c] \quad (2)$$

+ Con confinamiento:

$$Z = \frac{0.50}{3 + 0.0020 F'c} + \frac{0.75 P_s \text{ SQRT } (b'' / S_h) - 0.002}{F'c - 1000} \quad (3)$$

En los niveles de carga axial superiores a la carga de falla balanceada, la ductilidad es despreciable, y sólo se debe a la deformación inelástica del concreto. A niveles de carga menores a la carga balanceada, la ductilidad aumenta conforme se reduce el nivel de carga.

Las secciones de las columnas deben calcularse con porcentajes mínimos de refuerzo, puesto que se busca que sus ductilidades tengan concordancia con los demás elementos, para poder formar juntas dúctiles, que permitan grandes deformaciones antes del colapso o incluso no llegar a éste. Esto obliga a que en caso extremo, se formen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y no en las columnas, logrando una estructura estable durante el proceso de falla.

1.4. Ductilidad en estructuras rígidas

La ductilidad de una estructura rígida, depende de la ductilidad de sus juntas, y éstas, del número de miembros que concurren a ella, pues comparten el efecto de carga que llega a esa junta, y a la ductilidad de sus miembros.

Obviamente, las ductilidades de los miembros que llegan a las juntas deben ser bastante elevadas y parecidas, pues esto hace que se comporten de una forma similar en presencia de un sismo, formando así juntas de respuesta dúctil, y por ende, estructuras dúctiles.

En zonas de alto riesgo, donde los códigos de construcción exigen que las estructuras tengan resistencia a grandes fuerzas naturales (sismos, tormentas, etc), las reglas de construcción requieren que algunos elementos de las estructuras se doblen para atenuar la fuerza de un temblor de gran intensidad. El problema viene después, ya que la armadura puede que requiera importantes reparaciones o posiblemente toda la estructura tenga que demolerse, lo cual contradice el concepto de estructuras dúctiles y, en el caso particular de este trabajo, borra la función de estructura fundamental de los puentes.

Hoy en día, ya se cuenta con una solución a este tipo de problemas gracias a Charles Pankow Builders Ltd. y el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST), que desarrollaron un novedoso e innovador método de construcción que consiste en una *armazón de resistencia momentánea*, con materiales de concreto premoldado, diseñado para aligerar las sacudidas y los vaivenes de las fuerzas naturales con un resultado mínimo de daños.

El resultado del trabajo de Pankow con el NIST, según un artículo publicado en la Revista Fortune Americas (24 de Septiembre de 1997, Volumen 1, Número 12, Página 23) por Stuart Brown, es:

" ... una estructura de columnas y vigas de concreto premoldado entretejido a través de hileras de vigas y a través de puntos en las columnas verticales donde se unen a las vigas, hay un fuerte cable de acero de filamentos múltiples. Una vez que todas las vigas que forman el lado de la estructura están colocadas en su lugar, el cable se ajusta. En cada punto donde una viga está unida a una columna, un par adicional de varas cortas, una por arriba y otra por debajo del cable central, ayudan a asegurar la juntura. Hechas de

acero flexible o "*blando*", las varas sirven para amortiguar los efectos del sismo.

En caso de que un temblor provoque una sacudida de la estructura y un vaivén de las columnas verticales, el cable central de acero está diseñado para distenderse sin peligro y rebotar ligeramente sin permitir que las juntas de las vigas con las columnas pierdan la alineación. Las varas de acero flexible aguantan el impacto de las fuerzas laterales, al estirarse y contraerse mucho más. Como si fueran grandes amortiguadores, las varas convierten la mayor parte de la energía del temblor proveniente de la tierra en un *calor inofensivo*. Cuando termina el sismo, la estructura vuelve a su forma original."

Este método representa un gran avance tecnológico en el área de la construcción, pues garantiza una armazón rígida-dúctil, ideal para todo tipo de estructuras de concreto.

CAPITULO II

APLICACION A ESTRUCTURAS DE PUENTES

CAPITULO II

Aplicación a Estructuras de Puentes

Un puente, es una estructura que permite pasar el tránsito a través de cualquier interrupción al trazo de una carretera tal como un río, un barranco u otra línea de tránsito. La estructura de un puente se puede dividir en *subestructura* y *superestructura*.

La subestructura está compuesta por los elementos que soportan el puente tales como los estribos, las columnas y la cimentación. La superestructura está compuesta por la capa de rodadura, la pista y la estructura que soporta la pista.

Estructuralmente funciona de manera que la pista recibe la carga viva que pasa sobre el puente y la transmite a las vigas principales, que están apoyadas en los estribos y las columnas; éstos a su vez reciben la carga muerta por peso propio de los elementos del puente, transmitiendo la carga total a los cimientos, los cuales transmiten finalmente la carga al suelo.

Las vigas principales están interconectadas por breizas horizontales y verticales o diafragmas, siendo éstas, las

partes de la estructura que absorben las fuerzas laterales de viento y sismo.

En este Capítulo, se analizará el diseño de las vigas (superestructura) y las columnas (subestructura) de dos puentes y se calculará su ductilidad. Posteriormente, se cambiarán las secciones, el refuerzo y la resistencia de los materiales de estos elementos para tratar de aumentar, si es posible, su ductilidad.

2.1. En la superestructura

En esta sección se presentan los resultados del análisis comparativo entre las vigas originalmente diseñadas y algunas variaciones (en la sección, el refuerzo y la resistencia de los materiales) que se les hicieron a éstas.

Las variaciones se hicieron para poder determinar si las vigas utilizadas en la construcción de estos puentes podían presentar mayor ductilidad, sin que éstas presenten dificultad en resistir las cargas aplicadas.

Para calcular la ductilidad de las vigas se utilizó la fórmula de la Sección 1.2., la cual es:

$$U = \frac{Eu (0.85 B_1 F'c) Es [1 + pn - \text{SQRT} (2pn + (pn)^2)]}{p (Fy)^2}$$

en donde;

$$Eu = 0.003$$

$$Es = 2.10 \times 10^6$$

$$B_1 = 0.85$$

$$p = As / (b*d)$$

$$n = Es / (15,100 * \text{SQRT} (F'c))$$

Los resultados obtenidos del rediseño de las vigas de el puente San Diego son:

PUENTE " SAN DIEGO "				
REGLON	DISEÑO ORIGINAL	DISEÑO S _{HIN}	DISEÑO S _{MAX}	DISEÑO S _{BAL}
Md (kg-m)	11,624	11,624	11,624	11,624
b x d (cm)	35 x 51	35 x 53.7	24 x 37.7	20 x 31.7
b x h (cm)	35 x 55	35 x 60	24 x 44	20 x 38
Ag (cm ²)	1,925	2,100	1,056	760
As (cm ²)	2 # 8	2 # 8	3 # 8	3 # 9
Mr (kg-m)	12,971	13,339	12,839	11,887
S (# 3 - cm)	25	26	18	15
p	0.005714	0.005430	0.016910	0.030521
n	9.574170	9.574170	9.574170	9.574170
U	15.31	16.26	4.10	1.89

Al analizar los datos obtenidos, es claro que la ductilidad de los elementos aumenta conforme la sección de concreto aumenta y el área de acero de refuerzo disminuye.

La ductilidad, la sección de concreto y el acero de refuerzo transversal entre el diseño original y el diseño con S_{MIN} son bastante parecidos, y también utilizan la misma cantidad de acero de refuerzo longitudinal pero, la viga del diseño original resulta ligeramente más económica (ahorro de 175 cm² de concreto), razón por la cual se utilizó para la construcción del puente.

Al puente San Diego solamente se le hicieron variaciones en los porcentajes de refuerzo, mientras que al rediseño del puente El León también se le hicieron cambios en las resistencias de los materiales. A continuación se presentan los resultados obtenidos:

PUENTE " EL LEON "				
REGLON	DISEÑO ORIGINAL	DISEÑO S_{MIN}	DISEÑO S_{MIN}	DISEÑO S_{MIN}
F'c (kg/cm ²)	211	211	281	281
Fy (kg/cm ²)	2,810	4,210	2,810	4,210
Md (kg-m)	35,752	35,752	35,752	35,752
b x d (cm)	33 x 69	51 x 76	51 x 76	51 x 76

PUENTE " EL LEON "				
REGLON	DISEÑO ORIGINAL	DISEÑO ϵ_{MIN}	DISEÑO ϵ_{MIN}	DISEÑO ϵ_{MIN}
b x h (cm)	33 x 74	51 x 81	51 x 81	51 x 81
Ag (cm ²)	2,442	4,131	4,131	4,131
As (cm ²)	2#8 + 2#10	2 # 10	3 # 9	2 # 9
Mr (kg-m)	42,141	45,323	36,110	35,900
S (# 3 - cm)	30 (# 4)	34	23	34
p	0.011673	0.004226	0.004992	0.003313
n	9.574170	9.574170	8.296391	8.296391
U	6.52	9.66	24.36	17.24

El rediseño de la viga del puente El León se realizó con la cantidad mínima de acero, pues ya se sabe que ésta proporcionará la sección máxima de concreto, la cual aumenta la ductilidad.

Es importante notar que las grandes variaciones en la ductilidad que se presentaron por variar la resistencia de los materiales. Como se dijo en la Sección 1.1. y se comprueba con los resultados obtenidos, un concreto de mayor resistencia es más dúctil y un acero de mayor resistencia es menos dúctil.

Razón por la cual la combinación de cantidad mínima de

acero, concreto de mayor resistencia y acero de refuerzo de menor resistencia (G-40) proporcionaron una viga altamente dúctil en comparación a la que se utilizó en la construcción del puente (aproximadamente 3.70 veces más dúctil), pero con una sección de concreto mucho mayor (aproximadamente 1.70 veces más grande).

No falta decir que la viga con las combinaciones antes mencionadas resiste perfectamente las cargas aplicadas y además, resulta mucho más económica que la viga utilizada en su construcción.

2.2. En columnas de marcos

Los puentes que se utilizaron para calcular la ductilidad de sus elementos, no tienen columnas, razón por la cual solamente se darán los lineamientos principales para diseñar y obtener la ductilidad de éstas.

El diseño de columnas para puentes es el mismo que se utiliza en el diseño de columnas para cualquier otro tipo de estructuras de concreto reforzado.

Para diseñar una columna es necesario determinar la resistencia especificada a la compresión del concreto (F'_c), el límite de fluencia del acero (F_y), la altura de la columna y, obtener a través del análisis estructural, las cargas y los momentos que ésta tendrá que soportar.

Con el momento del análisis (M_a), se puede adelantarse a predeterminar la sección transversal de la columna, con una relación de b/d cualquiera (normalmente de 0.50), de la siguiente manera:

$$bd^2 = \frac{M_a}{\phi * S_{min} * F_y * (1 - 0.59 * S_{min} * F_y) / F'_c} \quad (4)$$

Teniendo en cuenta que la sección transversal mínima de un columna permitida por el ACI es de 400 cm^2 , se pasa a determinar el momento de diseño (M_d) de la siguiente manera:

- + Se determina el factor de pandeo (K) según las ecuaciones de Granston y Furlong o según los monogramas de Jackson y Moreland
- + Se clasifica la columna según su esbeltez, utilizando la fórmula de Euler:

$$E = \frac{K * L}{r} \quad ; \text{ en donde } \begin{matrix} r_r = 0.30 l_n \\ r_c = 0.25 R \end{matrix} \quad (5)$$

+ Se determina el momento de diseño magnificando el momento de análisis:

$$B_d = M_{UcM} / M_{UT} \quad (0.68 \leq B_d \leq 0.72) \quad (6)$$

$$EI = \frac{(E_c * I_g) / 2.5}{1 + B_d} \quad (7)$$

$$P_{cr} = (\pi^2 * EI) / (K * L)^2 \quad (8)$$

$$\Omega = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_{cr}}} \quad (9)$$

$$M_d = \Omega * M_a \quad (10)$$

Luego, se procede a determinar el acero de refuerzo longitudinal:

$$A_{s_{min}} = 0.01 * A_g$$

Se utiliza la fórmula de Bressler para determinar si la carga axial resistente (P_u') es mayor o igual a la carga axial aplicada (P_u), si no, se debe de proponer otro diseño.

Si la relación de la carga axial aplicada (P_u) sobre la resistencia nominal a carga axial (P_o) es mayor que 0.10, es necesario confinar la columna, y la longitud de confinamiento depende de los parámetros expuestos en la Sección 1.3..

Si la resistencia a corte del concreto (V_c) es mayor que el corte actuante en el elemento (V_a), el concreto resiste y el refuerzo por corte se determinará utilizando el mínimo (AASHTO 1.5.10-A).

Se calcula la ductilidad de la columna utilizando la fórmula correspondiente según la Sección 1.3..

Hay que tener en cuenta que la ductilidad de las columnas debe de ser lo más semejante posible a la ductilidad de las vigas, pues esto permite que se comporten de forma similar; además de dar lugar a la formación de juntas dúctiles.

2.3. En los puentes

El objetivo principal del diseño de estructuras sísmicas es poder proporcionar ductilidad a sus miembros para evitar las fallas; logrando así el propósito de estas estructuras

ante catástrofes naturales y, a la vez, una mayor seguridad vial.

Se sabe que para que una estructura resista grandes fuerzas naturales, es necesario que algunos de sus elementos se doblen para atenuarlas, pero probablemente la armadura requerirá importantes reparaciones o posiblemente toda la estructura tenga que demolerse, lo cual contradice el concepto de estructuras dúctiles y cuya base conceptual es *"Proveer al concreto reforzado la capacidad de deformarse, sin fallar."*

Para poder cumplir con esta base conceptual es necesario analizar la ductilidad de los elementos del puente, como las vigas y las columnas, y tener en cuenta lo siguiente:

- + Diseñar los elementos estructurales con porcentajes pequeños de acero de refuerzo en secciones transversales grandes, siempre y cuando éstas soporten perfectamente las cargas aplicadas y no sean antieconómicas.
- + El aumento en el número de elementos estructurales que concurren a una junta aumenta la ductilidad de los elementos, pues comparten el efecto de carga que llega a esa junta.

+ Las ductilidades de los miembros que llegan a las juntas sean bastante elevadas y parecidas, pues esto hace que se comporten de una forma similar en presencia de un sismo, formando así juntas de respuesta dúctil, y por ende, estructuras dúctiles.

2.4. Ejemplos de aplicación

En esta Sección se rediseñarán las vigas de dos puentes haciendo cambios en sus secciones, en el acero de refuerzo y en la resistencia de los materiales para luego comparar las ductilidades obtenidas y deducir las conclusiones del caso.

Los puentes que se van a trabajar son:

- + Puente "San Diego" (Caserío Santa Fé Ixpil, municipio de Malacatán, del departamento de San Marcos)
- + Puente "El León" (Carretera CA-2, estación 0 + 033.81)

Para los diseños de las vigas de los puentes, se cuentan con los siguientes datos:

PUENTE	LUZ (m)	F'c (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	CARGA (AASHO)	Md (kg-m)
San Diego	5.70	211	2,810	HS15-44	11,624
El León	9.40	211	2,810	HS15-44	35,752

Los datos de el puente San Diego fueron proporcionados por el Ing. Hector Aguirre Roldán y los del puente El León por la Dirección General de Caminos.

A continuación se ejemplificará detalladamente el procedimiento que se utilizó para el rediseño de la viga de el puente San Diego. Para el puente El León se usará el mismo procedimiento y los resultados se tabularán en la Sección 2.1. para hacer las comparaciones pertinentes.

Procedimiento de rediseño

El momento de diseño de la viga es de 11,624 kg-m. Las dimensiones de la sección de concreto dependen de la cantidad de acero escogida por el diseñador. Según Nilson & Winter, con la mínima cantidad de acero permisible (S_{MIN}), se obtendrá la máxima sección posible de concreto,

$$\epsilon_{MIN} = 14.1 / F_y$$

$$\epsilon_{MIN} = 14.1 / 2,810$$

$$\epsilon_{MIN} = 0.00502$$

Para sacar un aproximado de la sección transversal, se iguala la resistencia requerida a la flexión a la resistencia de diseño y se sustituyen los valores seleccionados para ϵ_{MIN} y para la resistencia de los materiales,

$$M_d = \phi * \epsilon_{MIN} * F_y * b d^2 * \frac{(1 - 0.59 * \epsilon_{MIN} * F'_c)}{F'_c}$$

$$b d^2 = \frac{M_d}{\phi * \epsilon_{MIN} * F_y * \frac{(1 - 0.59 * \epsilon_{MIN} * F'_c)}{F'_c}}$$

$$b d^2 = \frac{1,162,400}{0.90 * 0.00502 * 2,810 * \frac{(1 - 0.59 * 0.00502 * 2,810)}{211}}$$

$$b d^2 = 95,319.18 \text{ cm}^3$$

Una viga con ancho $b = 35 \text{ cm}$ y $d = 53 \text{ cm}$ satisface los anteriores requisitos. El área de acero requerida se encuentra aplicando la cantidad seleccionada de acero a las dimensiones de la sección de concreto:

$$A_s = \delta_{MIN} * b * d$$

$$A_s = 0.00502 * 35 * 53$$

$$A_s = 9.31 \text{ cm}^2$$

Dos barras No. 8 cubren perfectamente esta área (10.20 cm²).

Si se supone un recubrimiento de concreto de 2.5 plg (6.30 cm) desde el centroide de las barras, la altura total exigida es de $h = 59.30$ cm. En la práctica, las dimensiones del concreto b y h siempre se redondean al centímetro inmediato superior y en general al múltiplo más cercano de dos centímetros. El valor real de d se encuentra entonces restando el recubrimiento requerido de concreto de la dimensión h . Para este ejemplo, se seleccionará $b = 35$ cm y $h = 60$ cm obteniéndose un espesor efectivo de $d = 53.70$ cm. Se puede entonces, lograr una economía adicional refinando el área de acero con base en el mayor espesor efectivo real. Se puede obtener la cantidad necesaria de acero mediante iteraciones. Primero se supone un valor razonable para a y se encuentra el valor de A_s ; luego se obtiene un cálculo comprobado de a y se revisa A_s . Este método converge muy rápidamente. Por ejemplo, si se asume $a = 12$ cm. se tiene:

$$A_s = \frac{M_d}{\phi * F_y * (d - a/2)} \quad (11)$$

$$A_s = \frac{1,162,400}{0.90 * 2,810 * (53.70 - 6)}$$

$$A_s = 9.64 \text{ cm}^2$$

Se comprueba el valor supuesto de a

$$a = \frac{A_s * F_y}{\phi * F'_c * b} \quad (12)$$

$$a = \frac{9.64 * 2,810}{0.85 * 211 * 35}$$

$$a = 4.31 \text{ cm}$$

Se siguen realizando iteraciones hasta que converge en $a = 3.98 \text{ cm}$ y $A_s = 8.88 \text{ cm}^2$. Para proporcionar el área de acero requerida, puede usarse una barra No. 7 más una barra No. 8, pero por facilidad de construcción se usarán dos barras No. 8 (10.20 cm^2), como antes.

Ahora se verifica que el área de acero sea suficiente para resistir el momento aplicado,

$$M_r = \phi * A_s * F_y * (d - a/2) \quad (13)$$

$$M_r = 0.90 * 10.20 * 2,810 * (53.70 - 1.99)$$

$$M_r = 13,339 \text{ kg-m}$$

Dado que el momento resistente es mayor que el momento de diseño, la sección y el área de refuerzo sí soportan perfectamente el momento aplicado.

Ahora se determina la resistencia a corte del concreto y se verifica el corte que está actuando,

$$V_c = (\phi * 0.53 * \text{SQRT}(F'_c) * b * d) / 1000 \quad (14)$$

$$V_c = (0.85 * 0.53 * \text{SQRT}(211) * 35 * 53.70) / 1000$$

$$V_c = 12.30 \text{ T}$$

El corte actuante en el elemento producido por las cargas aplicadas es de 3.60 T y es menor que la resistencia a corte de concreto, por lo que se usará el refuerzo mínimo, barra No. 3 (0.71 cm²), a un espaciamiento igual a:

$$S = \frac{2 * A_b * F_y}{3.5 * b} \quad (15)$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2,810}{3.5 * 35}$$

$$S = 32.57 \text{ cm}$$

pero hay que tener en cuenta que el espaciamiento máximo está limitado por $d/2 = 26.85$ cm, razón por la cual se usará refuerzo No. 3 a 26 cm a lo largo de la viga.

Ahora se calculan algunos datos para poder determinar la ductilidad,

$$p = A_s / (b*d)$$

$$p = 10.20 / (35 * 53.70)$$

$$p = 0.00543$$

$$n = E_s / (15,100 * \text{SQRT}(F'_c))$$

$$n = 2.1 \times 10^4 / [15,100 * \text{SQRT}(211)]$$

$$n = 9.57417$$

Hay que tener en cuenta que el acero que se utiliza para calcular la ductilidad de una viga es el acero que trabaja a flexión y a compresión.

Finalmente se calcula la ductilidad de la viga de la siguiente manera:

$$U = \frac{E_u (0.85 B_1 F'_c) E_s [1 + pn - \text{SQRT}(2pn + (pn)^2)]}{p (F_y)^2}$$

$$U = \frac{(0.003 * 0.85^2 * 211) 2.1 \times 10^6 [1 + 0.05196 - 0.32652]}{0.00543 * (2,810)^2}$$

$$U = 16.26$$

El procedimiento para el diseño de una columna se explicó detalladamente en la Sección 2.2..

CAPITULO III

AYUDAS DE DISEÑO Y CONTROL

CAPITULO III

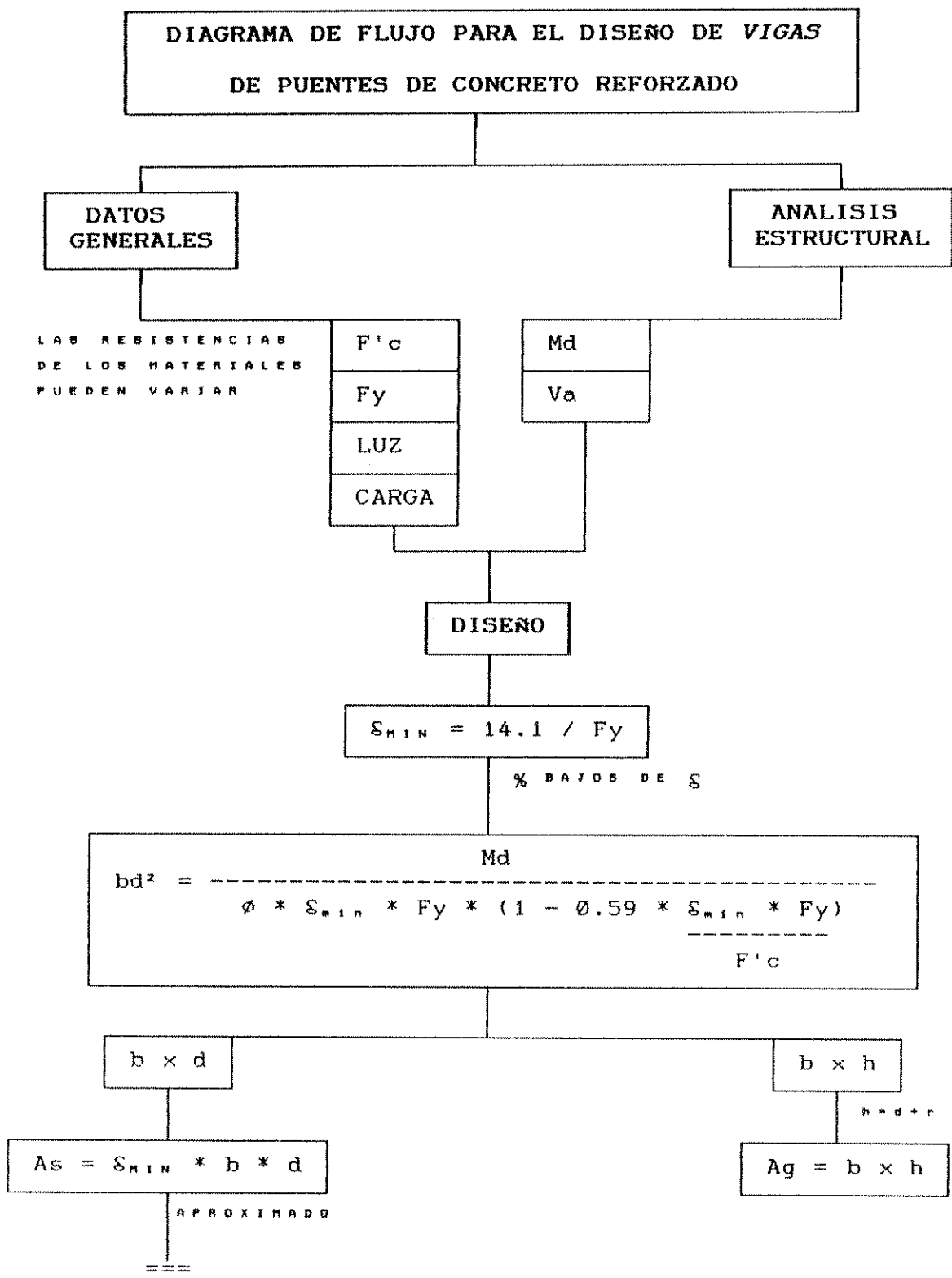
Ayudas de Diseño y Control

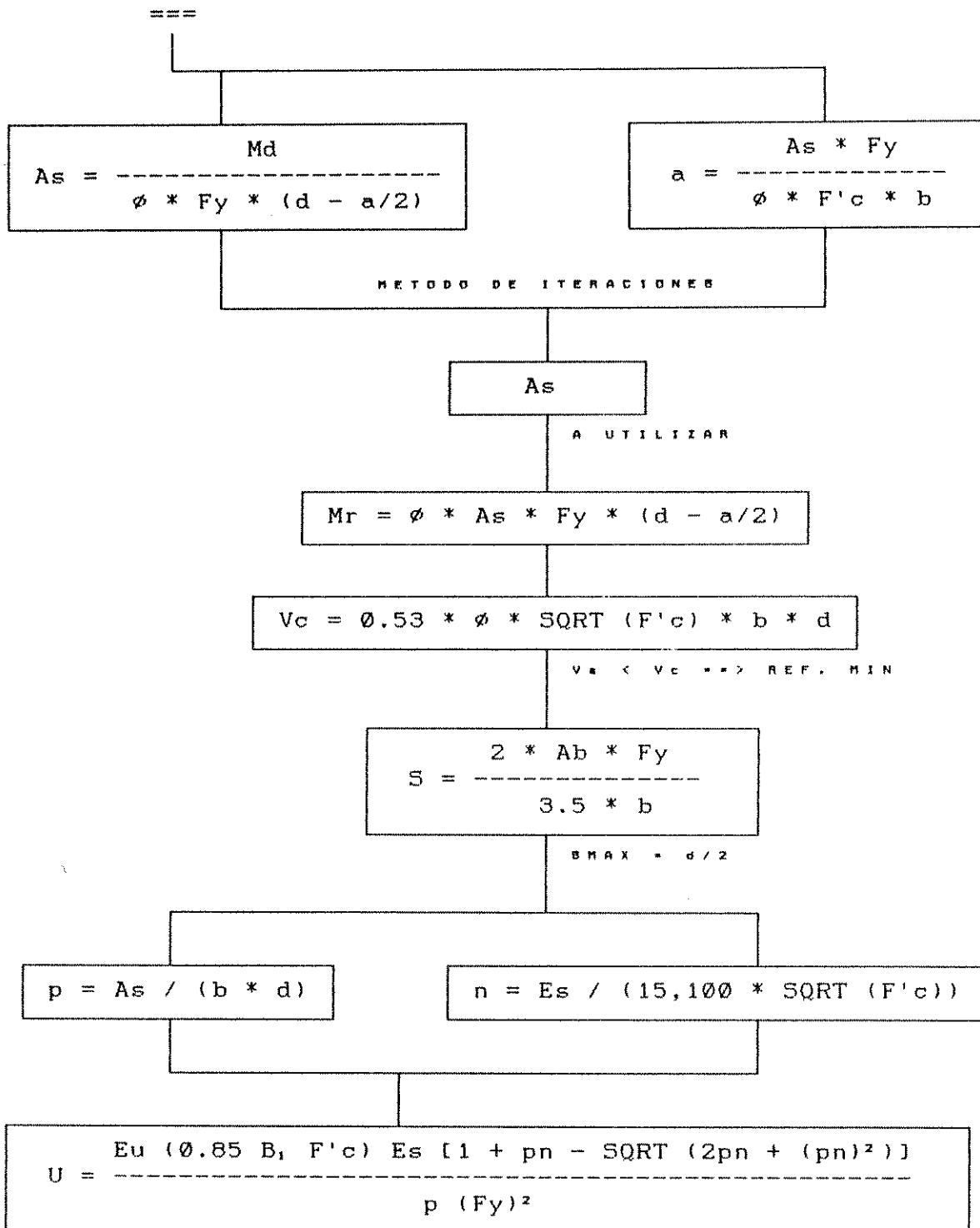
3.1. Diagramas de flujo

En esta Sección se presentan los diagramas de flujo para el diseño de las vigas y las columnas de puentes de concreto reforzado.

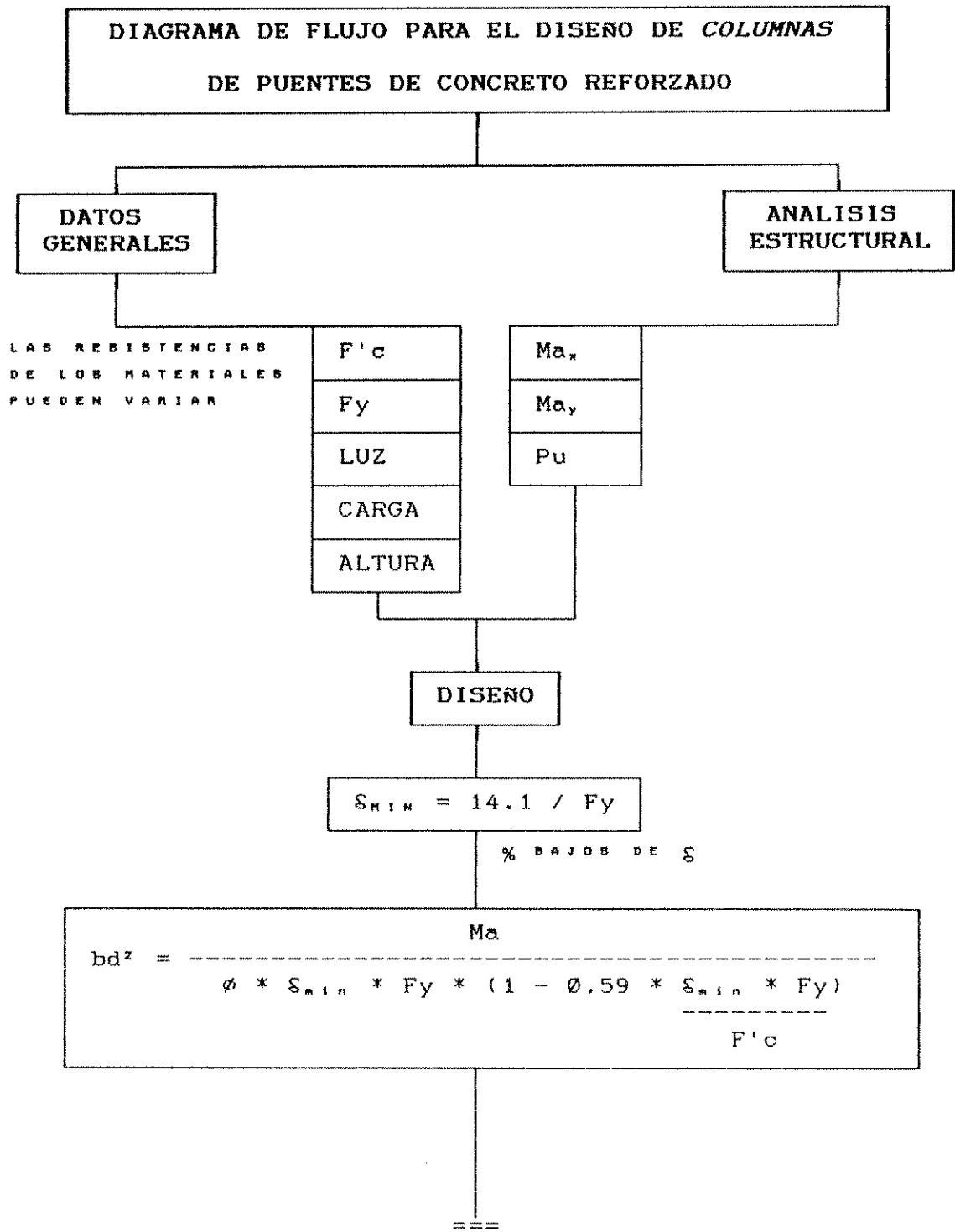
Los diagramas de flujo constan de tres partes principales:

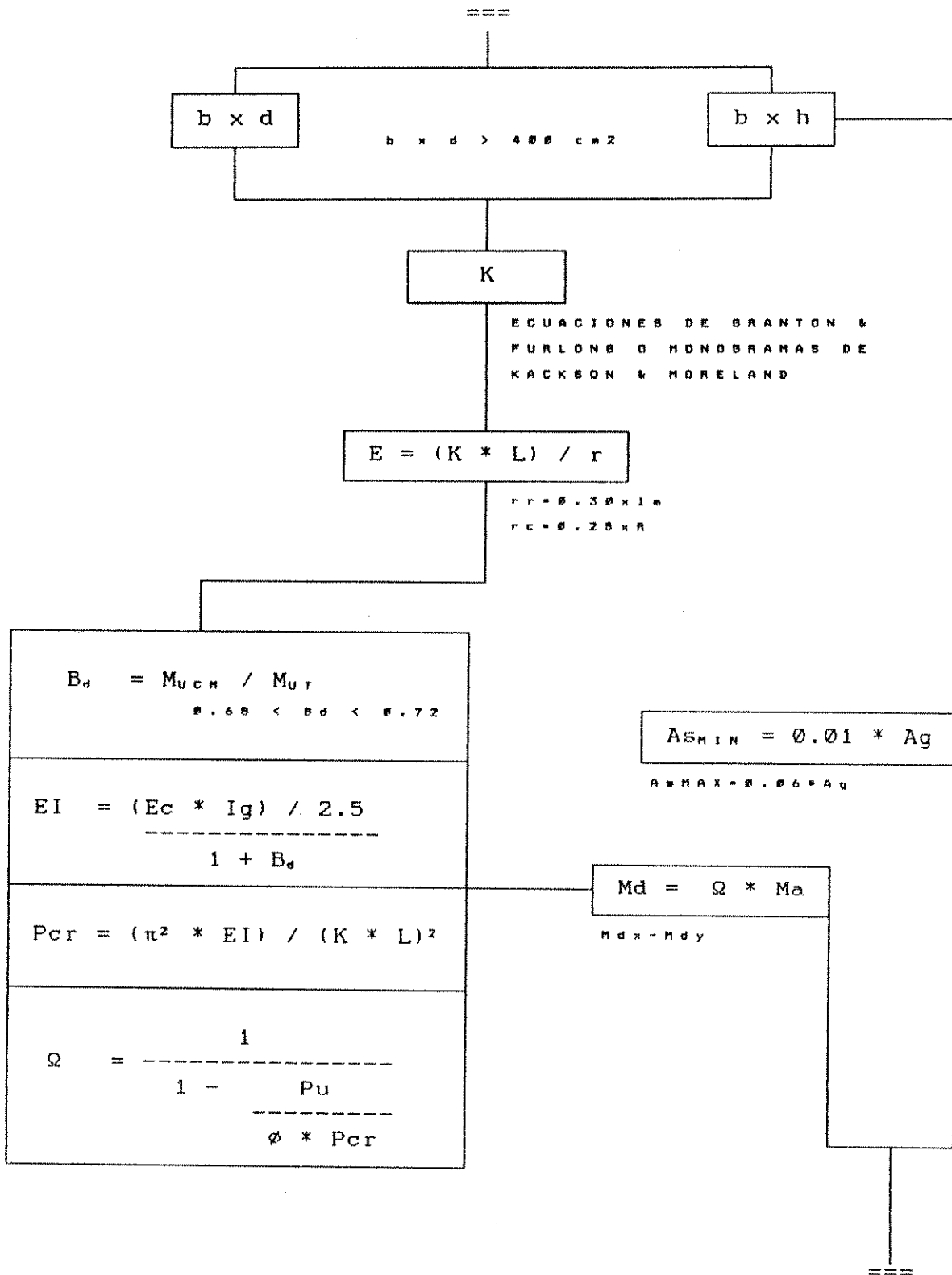
- + *Datos generales*, que es el área en donde se especifica la resistencia de los materiales, la luz, la altura y la carga con que se van a diseñar los elementos de el puente.
- + *Análisis estructural*, que es el área en donde se encuentran los momentos de análisis y la carga axial aplicada de las columnas y el momento de diseño y el corte actuante de las vigas.
- + *Diseño*, que es el área en donde se encontrará la secuencia sugerida para el diseño de las vigas y de las columnas de un puente, con sus respectivas fórmulas y notas.

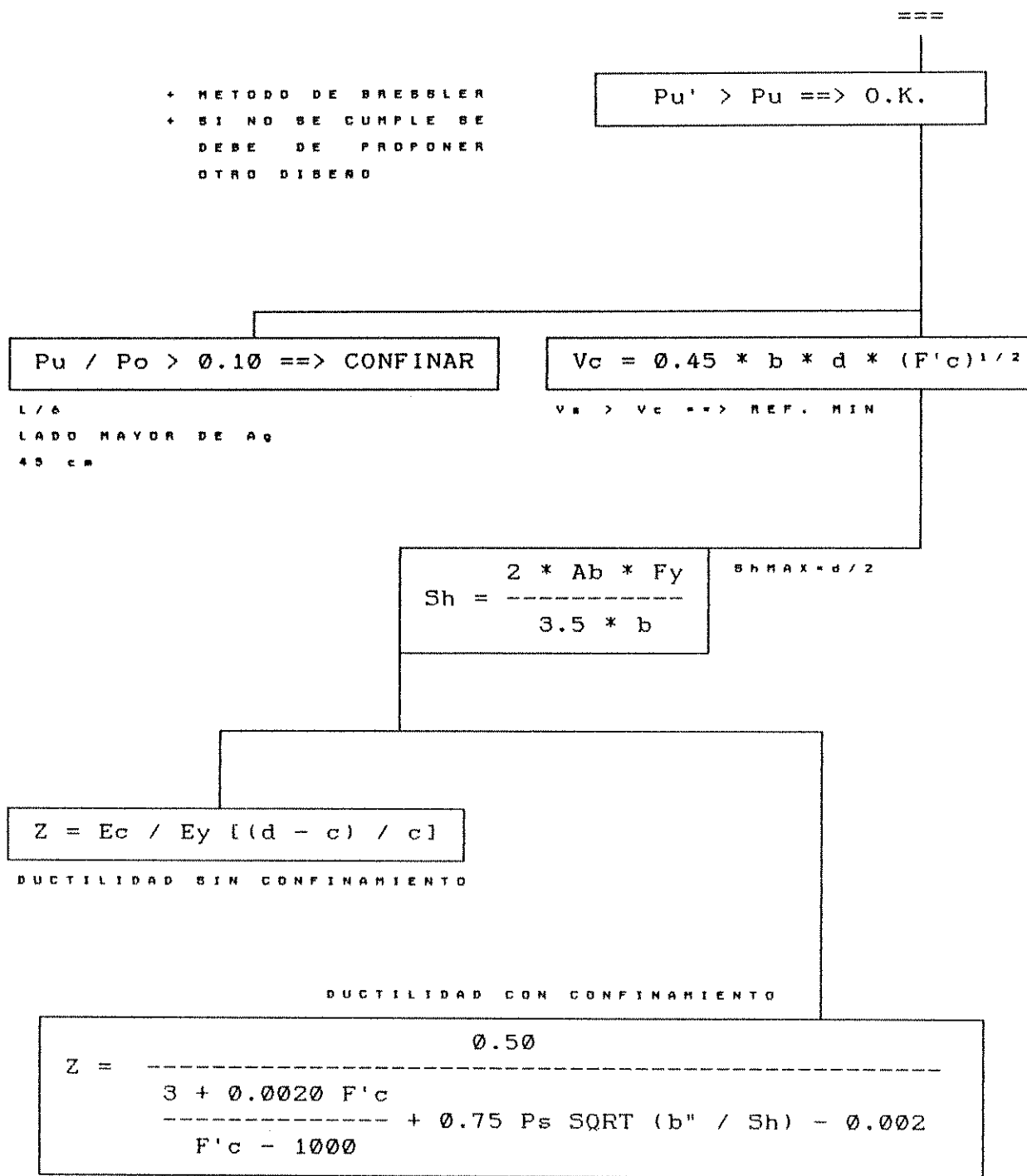




PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN FRANCISCO DE QUILMAN







3.2. Limitaciones

Entre las limitaciones generales que se pueden presentar en el diseño de vigas y columnas de puentes de concreto reforzado resaltan principalmente la topografía del terreno, el diseño arquitectónico, el tipo de carretera donde se sitúe y la función que deba desempeñar.

Otra limitación importante es la luz del puente, ya que se aconseja utilizar concreto reforzado para puentes de hasta 25 m de luz; para puentes mayores es mejor hacer uso de acero y vigas pre-tensadas o post-tensadas.

Específicamente, la ductilidad de los elementos se encuentra limitada por la resistencia de los materiales, ya que a partir de éstos se determinan las cantidad de acero y las secciones de concreto.

La ductilidad en estructuras rígidas depende de la cantidad de elementos que concurran a una junta, pues comparten el efecto de carga que llega a ésta. También, dependen de la concordancia de ductilidad entre sus elementos pues esto los obliga a que se comporten de manera similar, formando con esto juntas de respuesta dúctil.

La mayor limitación que se presenta es que no hay rangos establecidos para determinar qué tan dúctil es un elemento, razón por lo que se deben de abarcar todas las combinaciones posibles, en cada caso, para poder determinar aquella con ductilidad óptima, siempre y cuando resulte de construcción fácil, económica y que soporte perfectamente todas las cargas aplicadas.

CONCLUSIONES

- 1.- Las ductilidades de los elementos que llegan a las juntas deben tener concordancia entre sí, pues esto redundaría en que éstos se comporten de una manera similar en presencia de un sismo, formando con esto juntas de respuesta dúctil.
- 2.- El aumento en el número de elementos (vigas y columnas) que concurren a una junta, aumenta la ductilidad de los elementos, porque comparten el efecto de carga que llega a ésta.
- 3.- Está comprobado que el confinamiento de una columna aumenta la ductilidad.
- 4.- Los factores que determinan la ductilidad de un elemento estructural de concreto reforzado son:
 - + Cantidad de área de acero
 - + Porcentaje de refuerzo a compresión
 - + Resistencia del acero
 - + Resistencia del concreto
 - + Sección del elemento

RECOMENDACIONES

- 1.- Cuando se va a efectuar el diseño de una estructura se asumen las secciones de los elementos sin saber si éstas son lo suficientemente adecuadas para dichas estructuras (pueden ser secciones pequeñas con mucho refuerzo, lo cual daría como resultado miembros poco dúctiles o que las secciones sean muy grandes, lo cual sería un diseño antieconómico), razón por la cual se recomienda hacer un análisis preliminar para determinar las secciones óptimas de diseño.
- 2.- Se recomienda predimensionar vigas y columnas con relaciones bajas de refuerzo para que se produzcan secciones suficientemente dúctiles y permitir una variación en las cargas aplicadas sin tener que modificar secciones.
- 3.- Calcular la ductilidad de vigas y columnas como se ha hecho en este estudio, dentro del proceso de diseño normal, pues sirve de control en posibles cambios que puedan solicitarse.

REFERENCIAS

No.

- 1 PARK, Robert. et.al. Estructuras de concreto reforzado. José de la Cera. Cuarta Edición. Editorial Limusa. México. 1988. Página 213.

- 2 GARNICA TREJO, Rodolfo Enrique. Estructuración y uso de marcos rígidos. (tesis de graduación de Ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1990, página 87.

- 3 PARK, Robert. et.al. Estructuras de concreto reforzado. José de la Cera. Cuarta Edición. Editorial Limusa. México. 1988. Página 233.

- 4 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 73.

- 5 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 285.

- 6 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 281.

- 7 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 281.

No.

- 8 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 280.
- 9 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 280.
- 10 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 280.
- 11 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 73.
- 12 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 72.
- 13 NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto. Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw Hill. México. 1994. Página 73.
- 14 GUZMAN ESCOBAR, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. (tesis de graduación de Ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1997, página 56.
- 15 GUZMAN ESCOBAR, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. (tesis de graduación de Ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1997, página 56.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89). Association General Offices. U.S.A. 1989. 273 pp.
- 2.- BLUME, John. et.al. Desing of multistory reinforced concrete buildings for earthquakes motions. Third Edition. Portland Cement Association. U.S.A. 1961. 318 pp.
- 3.- FERGUSON, Phil. Fundamentos del concreto reforzado. Luis Ordoñez Reyna. Cuarta Edición. Compañía Editorial Continental. México. 1992. 814 pp.
- 4.- GARNICA TREJO, Rodolfo Enrique. Estructuración y uso de marcos rígidos. (tesis de graduación de Ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1990, 93 pp.
- 5.- GERA, James. et.al. Mecánica de materiales. José García González. Segunda Edición. Grupo Editorial Iberoamérica. México. 1986. 825 pp.
- 6.- GUZMAN ESCOBAR, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. (tesis de graduación de Ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1997, 84 pp.
- 7.- KEYSER, Carl. Ciencia de materiales para Ingeniería. Editorial Limusa. México. 1972. 238 pp.

- 8.- NILSON, Arthur. et.al. Diseño de estructuras de concreto.
Luis Eduardo Yamin. Undécima Edición. Editorial McGraw
Hill. México. 1994. 770 pp.
- 9.- PARK, Robert. et.al. Estructuras de concreto reforzado.
José de la Cera. Cuarta Edición. Editorial Limusa.
México. 1988. 796 pp.