



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA
CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES EXISTENTES”**

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
MAESTRO DE INGENIERIA

**PRESENTA:
LAURA LANDA RUIZ**

**ASESOR:
DR. MANUEL JARA DÍAZ**

MORELIA, MICHOACAN MARZO DE 2006



ÍNDICE

| | |
|---|----|
| Capítulo 1 INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. Generalidades..... | 1 |
| 1.2. Objetivos..... | 2 |
| Capítulo 2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO | 4 |
| 2.1. Daños en puentes producidos por sismos | 4 |
| 2.1.1. Criterios de diseño | 4 |
| 2.1.2. Efectos de la configuración estructural..... | 5 |
| 2.1.3. Efectos de los desplazamientos sísmicos..... | 5 |
| 2.1.4. Hundimiento de estribos | 7 |
| 2.1.5. Fallas en columnas..... | 7 |
| 2.1.6. Fallas en traveses..... | 10 |
| 2.1.7. Fallas en juntas..... | 10 |
| 2.1.8. Falla en la cimentación | 11 |
| 2.1.9. Falla en componentes de acero..... | 11 |
| 2.1.10. Fallas en la superestructura..... | 12 |
| 2.1.11. Falla en los accesos..... | 13 |
| 2.2. Procedimientos de evaluación existentes..... | 14 |
| 2.2.1. Introducción..... | 14 |
| 2.2.2. Procedimiento de evaluación masiva..... | 14 |
| 2.2.3. Evaluación detallada..... | 19 |
| 2.2.4. Evaluación especial de puentes..... | 22 |
| Capítulo 3 PROCEDIMIENTO GENERAL DE EVALUACIÓN..... | 23 |
| 3.1. Descripción general | 23 |
| Capítulo 4 EVALUACIÓN DE PUENTES CON EL NIVEL SIMPLIFICADO | 28 |
| 4.1. Vulnerabilidad sísmica | 28 |
| 4.2. Parámetros comunes para estimar la vulnerabilidad..... | 28 |
| 4.3. Elección de los parámetros de evaluación | 30 |
| 4.4. Método simplificado de evaluación..... | 30 |
| 4.4.1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente | 32 |
| 4.4.2. Longitud de asiento..... | 34 |
| 4.4.3. Año del proyecto..... | 34 |
| 4.4.4. Irregularidad en planta y esviajamiento..... | 34 |
| 4.4.5. Tipo de apoyos..... | 35 |
| 4.4.6. Estado de conservación..... | 36 |
| 4.4.7. Potencial de licuefacción | 37 |
| 4.4.8. Periodo de vibración | 37 |
| 4.4.9. Factor de importancia | 38 |
| 4.5. Calibración del método y medidas que deben adoptarse | 38 |
| 4.6. Inventario de puentes existentes y aplicación del método..... | 40 |



| | |
|--|-----|
| Capítulo 5 EVALUACIÓN DE PUENTES CON EL NIVEL INTERMEDIO | 41 |
| 5.1. Introducción | 41 |
| 5.2. Resistencia de los materiales | 42 |
| 5.2.1. Resistencia del acero..... | 42 |
| 5.2.2. Resistencia del concreto..... | 44 |
| 5.3. Obtención de los diagramas momento-curvatura ($M - \phi$) y momento-rotación ($M - \phi$)..... | 49 |
| 5.3.1. Resistencia a cortante..... | 55 |
| 5.3.2. Parámetros que afectan la curvatura plástica..... | 56 |
| 5.3.3. Curvas idealizadas de $M - \phi$ | 68 |
| 5.4. Curva de capacidad del puente | 70 |
| 5.5. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (EAD) | 71 |
| 5.6. Obtención de la demanda de aceleración y desplazamiento..... | 73 |
| Capítulo 6 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO | 80 |
| 6.1. Introducción | 80 |
| 6.2. Procedimiento de evaluación de la capacidad sísmica de un puente de concreto de 160 m..... | 80 |
| 6.2.1. Descripción del puente..... | 80 |
| 6.2.2. Evaluación con el método simplificado..... | 81 |
| 6.2.3. Método de evaluación intermedia..... | 87 |
| 6.3. Evaluación del puente considerando diferentes espectros..... | 105 |
| Capítulo 7 CONCLUSIONES | 107 |
| BIBLIOGRAFÍA | 109 |
| Apéndice A. RIGIDEZ LATERAL DE UNA PILA CON N COLUMNAS | 111 |
| Apéndice B PROGRAMA MOM-CURV(DIAGRAMA DE FLUJO) | 115 |



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En las últimas décadas se han presentado sismos en el mundo que han demostrado la vulnerabilidad de los puentes ante éste fenómeno. Dentro de los sismos de mayor intensidad se pueden mencionar los siguientes: el de San Fernando en 1971, Tangshan en 1976, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, entre otros.

Según las estadísticas del Servicio Sismológico Nacional en el siglo XX se registraron 188 sismos con magnitud mayor o igual a 6.5, 75 de los cuales tuvieron magnitudes superiores a siete. La ubicación de los epicentros de estos sismos se muestran en la Fig. 1. 1.

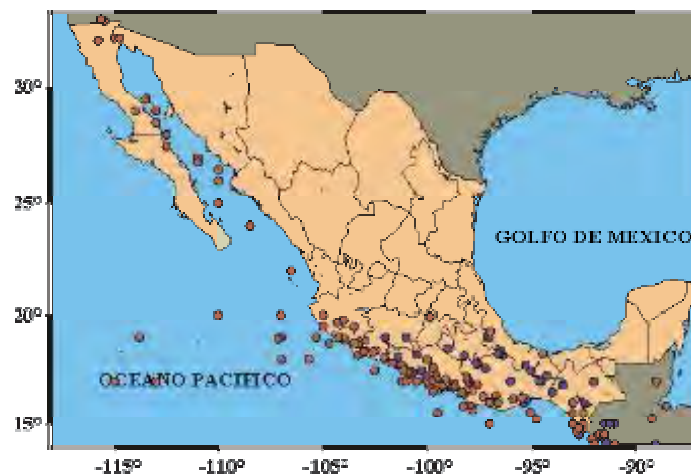


Fig. 1. 1 Sismicidad en México en el siglo XX: $M \geq 6.5$ (Tomada de www.ssn.unam.mx)

En México la población de puentes es alta y parte de esa población fue construida bajo criterios sísmicos que no son los actuales, se tienen datos de que el 70% de ellos fueron construidos antes de 1970, razón por la cual se considera que muchos de ellos no cuentan con las condiciones de seguridad mínimas que mencionan las normas vigentes en el país y pueden sufrir daños severos durante un sismo importante.

Algunos sismos han causado daños en estructuras de puentes como es el caso del sismo del 21 de enero de 2003 en Colima, el cual ocasionó daños en el puente Coahuayana (Fig. 1. 2) a pesar de que había sido reforzado antes del sismo. La falla casi total de los topes sísmicos evito la caída de la superestructura. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes tiene implementado un programa de evaluación de las condiciones de



conservación en la que recopila información sobre las actuales. Sin embargo, no se tiene contemplado el aspecto de la seguridad sísmica.



Fig. 1. 2 Daño en las pilas del puente Coahuayana durante el sismo del 21 de enero del 2003 en Colima (Cortesía del Dr. José M. Jara G.)

A partir del sismo de septiembre de 1985 se desarrollaron propuestas de evaluación para detectar daños en las estructuras, pero los trabajos se limitaron a las estructuras de edificios dejando a un lado otro tipo de construcciones igualmente importantes, como los puentes, cuya funcionalidad es vital para las acciones posteriores a un fenómeno destructivo.

Por lo antes mencionado es de suma importancia la determinación de un procedimiento de evaluación para lograr identificar aquellos puentes que en determinado momento puedan presentar fallas severas.

1.2. Objetivos

El objetivo general de este trabajo es proponer una metodología de evaluación de la capacidad sísmica de puentes existentes que pueda aplicarse a un gran número de puentes con una aproximación confiable.

Particularmente se tiene tres objetivos: 1) describir una evaluación simplificada que permita clasificar a una gran población de puentes con el propósito de identificar las estructuras que se encuentren en las peores condiciones de vulnerabilidad, 2) una evaluación intermedia más detallada que se aplique a los puentes que no superaron la primera etapa de evaluación y 3) aplicar el procedimiento al caso de un puente de 160 m de



longitud con una variación de rigidez importante considerando espectros para la evaluación de cuatro estados límite y además se revisa el puente suponiendo que se ubica en diferentes escenarios sísmicos del país.

Estos objetivos se desarrollan en capítulos que se describen brevemente a continuación.

En el presente capítulo se justifica este trabajo de tesis y se plantean los objetivos.

En el capítulo dos se describen los daños producidos por sismos que se han observado con más frecuencia en los puentes ya que a partir de esta información se plantea los métodos de evaluación y se mencionan los procedimientos de evaluación para puentes que han propuesto algunos autores.

Posteriormente, en el capítulo tres se describe el procedimiento que se propone en esta tesis. Se presentan las características del procedimiento de evaluación simplificado y del procedimiento intermedio. Se explica mediante un diagrama de flujo la secuencia de la evaluación.

En el capítulo cuatro se describe en forma detallada el procedimiento de evaluación simplificada. Esta evaluación se hace mediante la obtención de nueve coeficientes que clasifican la seguridad sísmica del puente en forma cualitativa. A partir de estos coeficientes se determina el índice de vulnerabilidad I_v para definir el tipo de acción recomendada y jerarquizar las estructuras para fines de evaluación.

En el siguiente capítulo (cinco) se detalla el procedimiento de evaluación intermedia. El procedimiento inicia con la determinación o estimación de las propiedades mecánicas de los materiales, a partir de las cuales se obtiene la relación momento – curvatura ($M - \phi$) para las columnas y para los diferentes tipos de falla que se puede presentar en un puente existente. Se realiza un análisis paramétrico para estimar la influencia que tienen las distintas variables en el comportamiento inelástico de la estructura. A partir de las propiedades de las articulaciones plásticas se realiza un análisis no lineal para definir la curva de capacidad del puente. A través de un modelo lineal equivalente, en el que se determina un periodo efectivo y un amortiguamiento equivalente, se obtienen la demanda de desplazamientos de las pilas considerando espectros de evaluación para cuatro distintos estados límite.

En el capítulo seis se aplica el procedimiento de evaluación a un puente de 160 m de claro con tres pilas de alturas de 15, 10 y 8 m. Se obtienen los desplazamientos para cuatro estados límites: servicio, control de daño, seguridad y prevención del colapso. También se revisa el puente modificando la ubicación en las diferentes zonas sísmicas: B, C y D, para diferente tipo de terreno para ilustrar el comportamiento del puente bajo diferentes demandas sísmicas.

Finalmente se presentan las conclusiones a las que nos llevó este trabajo y se proponen futuras líneas de investigación.



Capítulo 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Daños en puentes producidos por sismos

En el presente capítulo se presentan dos aspectos relacionados con la evaluación de la capacidad sísmica de puentes. En primer lugar, se describen las causas que han dado origen a daños sísmicos en este tipo de estructuras, con el propósito de definir los parámetros que deben considerarse en una metodología de evaluación de la capacidad sísmica de puentes existentes. En segundo lugar se mencionan algunos criterios que se han propuesto para estimar dicha capacidad.

A continuación se presenta un resumen de las principales deficiencias encontradas en el diseño y construcción de puentes, que han derivado en daños generados por sismos.

2.1.1. Criterios de diseño

La mayoría de los daños en los puentes ocasionados por los sismos recientes son consecuencia del criterio que se utilizó para su diseño. Antes de 1970 se usaba un criterio elástico que se basa en considerar niveles de esfuerzos permisibles comparativamente bajos, correspondientes a fuerzas sísmicas reducidas que son una fracción de las fuerzas reales que se generan en una estructura con comportamiento elástico.

Las consecuencias de un diseño elástico son:

- 1) Los desplazamientos sísmicos son subestimados debido a que se utiliza la rigidez de la sección gruesa y no la agrietada.
- 2) La relación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica que se toma para diseño es incorrecta. Los diagramas de momentos bajo la combinación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica son diferentes en cuanto a magnitud y forma. La ubicación de los momentos críticos y los puntos de inflexión no es la que realmente se presenta en la estructura.
- 3) No toma en cuenta las acciones inelásticas estructurales ni los conceptos de ductilidad y diseño por capacidad. Las articulaciones no se diseñan para soportar grandes deformaciones inelásticas sin degradación de resistencia, se observan errores en la distribución de los traslapes y la resistencia a cortante llega a ser menor que la resistencia a flexión provocando una falla súbita por cortante.



2.1.2. Efectos de la configuración estructural

Los puentes con mayor probabilidad de presentar daño son:

1. Aquellos en donde exista una excesiva demanda de deformación en elementos frágiles.
2. Los que tienen una configuración estructural compleja.
3. Los que tienen falta de redundancias.

Una irregularidad común en los puentes es la diferencia de altura en sus pilas. En este caso la demanda de deformación en cada pila es diferente, lo que conduce a imponerle una mayor deformación a la pila más corta, lo que puede inducir su falla, en muchos casos de tipo frágil. Esta irregularidad se observa con más frecuencia en puentes largos de varios claros.

Otro problema que presentan los puentes largos es la variación en el movimiento del suelo, es decir, cada pila es sometida a movimientos de suelo diferentes al mismo tiempo, debido a que las ondas sísmicas toman tiempo en viajar de uno a otro apoyo. Este efecto puede dar como resultado que mientras una pila se desplace en una dirección, la otra se desplace en dirección contraria.

2.1.3. Efectos de los desplazamientos sísmicos

Los desplazamientos sísmicos pueden generar las siguientes fallas:

- 1) *Falla del tablero por pérdida de apoyo.* En ocasiones los desplazamientos en la dirección longitudinal del puente exceden el ancho del apoyo, lo que ocasiona que las juntas se destruyan y el claro colapse (Fig. 2.1). Se ha observado que cuando los claros del puente están esviados presentan mayores desplazamientos que los claros rectos. Cuando se da el choque entre un puente esviado y sus estribos, el puente puede rotar con respecto al eje vertical (Fig. 2.2) y si las rotaciones son grandes y la longitud de apoyo es corta, las esquinas agudas del tablero podrían quedar sin apoyo.



Fig. 2.1 Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos.

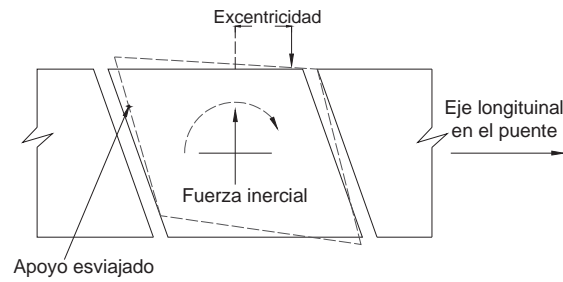


Fig. 2.2 Falta de apoyo debida al esviaje del puente. (Adaptada de Priestley et al., 1996)

- 2) *Amplificación de los desplazamientos causados por los efectos del suelo.* Cuando los puentes están cimentados sobre suelos suaves se ha visto un incremento en la vibración de la estructura. Cuando ocurre el fenómeno de licuefacción, la capacidad resistente de las pilas disminuye además de que se presentan desplazamientos laterales y/o verticales mayores (Fig. 2.3)



Fig. 2.3 Falla por licuefacción (Tomada de mceer.buffalo.edu/.../97/11-03/jul97n2.html)

- 3) *Golpeteo de las estructuras.* Se da en los casos donde se tienen estructuras muy cercanas (como en entronques o puentes urbanos), y la separación entre ellas es menor que los desplazamientos producidos durante un movimiento sísmico (Fig. 2.4). En algunos casos, sobretodo cuando las estructuras tienen diferentes alturas, el golpeteo entre ellas puede causar un incremento en la fuerza cortante, por lo que se puede presentar una falla frágil. En otros casos el golpeteo puede ayudar a la respuesta sísmica de la estructura modificando su periodo.



Fig. 2.4 Daño en los tableros ocasionado por el golpeteo longitudinal
(Tomada de http://www.iitk.ac.in/nicee/EQ_Reports/Bhuj/bridge1.htm)

2.1.4. Hundimiento de estribos

Puede darse a causa de suelos suaves y por un relleno no consolidado completamente. Las presiones en el estribo se incrementan debido a la aceleración sísmica, además de que el impacto del puente con el estribo genera una alta presión pasiva, la cual conduce a un incremento en la presión lateral.

Cuando no se compacta adecuadamente el relleno tras el estribo, se producirá un hundimiento en la parte baja del estribo hacia el suelo. Si la separación no es suficiente y entra en contacto la parte superior del estribo con la superestructura se provoca una rotación en el estribo y esto genera un daño en el respaldo del estribo y en la pila que lo soporta. Lo anterior se ejemplifica en la Fig. 2.5

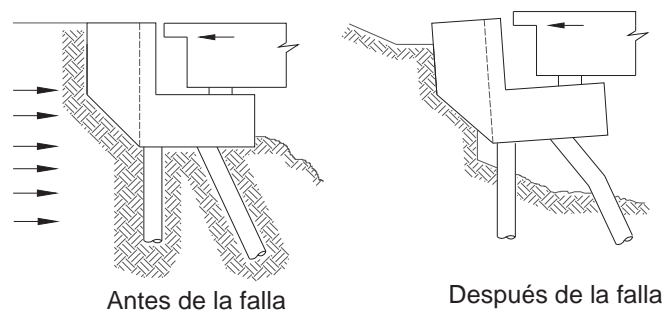


Fig. 2.5 Hundimiento y rotación de estribo (Adaptada de Priestley et al., 1996)

2.1.5. Fallas en columnas

La mayoría de las fallas en las columnas son como consecuencia de un diseño elástico y un detallado inapropiado para disipar energía. Las fallas más comunes son las siguientes:



1) *Falla por baja resistencia a flexión y ductilidad limitada*

Se puede distinguir principalmente 4 deficiencias:

- a) *Resistencia a flexión inadecuada.* La fuerza sísmica a partir de la cual se obtenían los elementos para diseño era baja por lo que los niveles de respuesta elástica real y los de diseño no coinciden. También puede haber un aumento en la capacidad a flexión por la sobrerresistencia de los materiales, específicamente por que el valor especificado de fluencia del refuerzo sea mayor y por la resistencia adicional en la etapa de endurecimiento, lo que conduce a una falla por cortante.
- b) *Longitudes de empalme y desarrollo insuficientes.* El refuerzo longitudinal con frecuencia se traslapa en la parte baja de la columna, inmediatamente después de donde termina la cimentación y con una longitud de empalme inadecuada para desarrollar la resistencia de las varillas (Fig. 2.6). Aunque la longitud de empalme sea la especificada en los reglamentos, se ha observado que hay probabilidad de que la columna falle si esta sujeta a niveles moderados de ductilidad [Chung et. al, 2004], ya que se produce un marcado deterioro de la rigidez y la resistencia de la articulación plástica. También se puede dar la falla cuando la soldadura a tope en el refuerzo longitudinal está cerca de donde se encuentra el momento máximo.



Fig. 2.6 Falla por flexión arriba de la base de la columna debida a una terminación prematura del refuerzo y un inadecuado confinamiento. (Tomada de mceer.buffalo.edu/.../97/11-03/jul97n2.html)

- c) *Ductilidad inadecuada.* A pesar de que las columnas pueden presentar una resistencia extra a flexión, no es suficiente para que tengan una respuesta elástica ante sismos intensos. Para que las estructuras sobrevivan a sismos intensos deben poseer una ductilidad adecuada (en algunos casos superior a ocho). Si la ductilidad no es adecuada, el esfuerzo de compresión del concreto en las regiones de articulación plástica puede exceder la capacidad del esfuerzo a compresión sin confinar cuando la columna ha iniciado un proceso de pérdida del recubrimiento (Fig. 2.7). Si el núcleo de concreto no está bien confinado con estribos o espirales suficientemente cercanos, puede ocurrir una falla por aplastamiento ya que el refuerzo longitudinal se pandea y el concreto se aplasta rápidamente extendiéndose



la falla hacia el interior del núcleo, provocando una rápida degradación de resistencia (Fig. 2.7)



Fig. 2.7 Pérdida de recubrimiento y pando de las varillas longitudinales a la mitad de la altura de la columna. (Tomada de http://www.saitama-u.ac.jp/material/niigata-eq-no-3e-d1wnd-r5-1e_jpg.htm)

- d) *Cortes prematuros en el refuerzo de las columnas.* En el diseño de hace algunas décadas, los cortes en las varillas se obtenían a partir de la envolvente de los momentos de diseño, pero sin tomar en cuenta los efectos de cambios de tensión debidos a las grietas diagonales por cortante [R. Park y T. Paulay, 1980]. Este problema aumenta si la longitud de desarrollo de las varillas en esta zona es insuficiente.

2) *Falla por cortante*

La resistencia a cortante en una columna la aportan varios mecanismos como son: el cortante que se transmite en la zona a compresión del concreto, la fuerza de trabazón del agregado a lo largo de las grietas, la acción de arco debido a las fuerzas axiales y el uso de estribos. Si el refuerzo transversal fluye, el ancho de las grietas por flexión-cortante aumenta rápidamente reduciendo la trabazón del agregado, y como consecuencia, la resistencia que aporta el concreto [Nilson, 1999].

Las columnas cortas son más susceptibles a presentar fallas por cortante debido a la alta relación cortante/ momento (Fig. 2.8), a lo conservador del diseño por flexión y a su sobrerresistencia. Además, no se garantiza que la resistencia real a cortante exceda la resistencia real a flexión, por lo que es común encontrar columnas de puentes en donde la fuerza lateral asociada a la resistencia a flexión es dos o tres veces superior a la fuerza lateral correspondiente a la resistencia por cortante.

Un comentario importante es que la resistencia a cortante es menor en las zonas de articulaciones plásticas que en el resto de la columna, esto es por que hay una reducción en la transferencia de cortante por las fuerzas de trabazón del agregado en las articulaciones plásticas, cuando el ancho de las grietas por flexión-cortante aumenta conforme se



incrementa la ductilidad a flexión [Priestley et. al, 1996]. Es importante entonces que las ecuaciones de diseño reconozcan la influencia de la demanda de ductilidad para la resistencia a cortante.



Fig. 2.8 Falla por cortante en columna de un puente ocurrida en Taiwán en el sismo de 1999

2.1.6. Fallas en trabes

Priestley et. al, (1996), identificaron tres aspectos significativos en las fallas de las trabes de los puentes:

- 1) La baja capacidad que presentan hacia la fuerza cortante, sobretodo cuando se combina la carga sísmica y la gravitacional.
- 2) El refuerzo para el momento negativo en los extremos no tiene la longitud adecuada, es decir, se corta prematuramente.
- 3) El anclaje no es suficiente en las partes extremas.

Las grietas que resultan por la flexión en los extremos de las vigas se inclinan por la influencia de cortante. Si el refuerzo por cortante no es suficiente para controlar las grietas flexión-cortante, se desarrollan grietas muy anchas y la viga colapsa.

2.1.7. Fallas en juntas

La transferencia de fuerzas de los miembros se hace a través de conexiones que reciben fuerzas cortantes horizontales y verticales. Estas fuerzas no se consideraban en el diseño de puentes y fallaba la zona de la unión viga-columna presentando grietas diagonales. Se ha visto [Priestley et. al, 1996] que las estructuras de doble nivel son más susceptibles a presentar fallas por cortante en las uniones viga columna (Fig. 2.9).



Fig. 2.9 Falla en los nodos

2.1.8. Falla en la cimentación

Se tienen pocos registros de fallas de cimentaciones. Priestley (1996) atribuye las pocas fallas en la cimentación a alguna de las causas siguientes:

- Si hubo una falla prematura de la columna por flexión o cortante, las fuerzas máximas esperadas en la cimentación pudieron no desarrollarse.
- Un balanceo de la cimentación la pudo haber protegido de fuerzas sísmicas excesivas
- Las cimentaciones no han sido adecuadamente inspeccionadas después de un sismo, debido a la dificultad para hacerlo.

A pesar de lo anterior, se han encontrado las siguientes deficiencias:

1. Deficiencia en la resistencia a flexión debido a la omisión del refuerzo superior.
2. Deficiencia en la resistencia a cortante, ya que rara vez se suministra refuerzo por cortante y el peralte puede ser insuficiente.
3. Deficiencia en la resistencia a cortante en la zona donde termina la cimentación y empieza la columna, la cual está sujeta a cortantes altos.
4. Anclaje y longitud de desarrollo del refuerzo insuficiente
5. Mala conexión entre columnas sujetas a tensión y la cimentación.

2.1.9. Falla en componentes de acero.

En general se tiene la idea de que los elementos de acero de un puente sufren menos daños que sus equivalentes en concreto. Y aunque la superestructura de acero de un puente es menos pesada que una de concreto (30%), esto no significa que la superestructura o sus soportes no sufrirán daño (Fig. 2.10). En el sismo de Kobe en 1995 se vieron muchas fallas de pandeo de vigas I como consecuencia de arriostramiento inadecuado o daños en los atiesadores verticales. También se vio la falla de varias columnas como consecuencia de su baja ductilidad.

Existen algunos apoyos de acero diseñados para dar restricción en una o más direcciones y permitir el movimiento en otras. La falla en estos apoyos durante un sismo puede provocar una redistribución de fuerzas internas lo que origina una sobrecarga en algunos de los elementos de la superestructura o a la subestructura.



Fig. 2.10 Falla en elementos de concreto

2.1.10. Fallas en la superestructura

En general es poco probable que el daño a la superestructura sea la principal causa de colapso de un puente. Cuando se dañan los apoyos y la subestructura, se pueden generar daños a la superestructura, pero estos daños casi siempre son secundarios. La falla más común en las superestructuras es la debida al golpeteo, con excepción del colapso de superestructuras debido a la falta de apoyo.

Se ha visto que las superestructuras de acero son más susceptibles a dañarse debido a cargas verticales y muestran fallas especialmente en los apoyos. Un espectacular ejemplo de falla en la superestructura de acero es la que se vio en el puente de San Francisco-Oakland (Fig. 2.11) durante el sismo de Loma Prieta.



Fig. 2.11 Punte de San Francisco- Oakland (Tomada de nisee.berkeley.edu/loma_prieta/astaneh.html)



2.1.11. Falla en los accesos

Aunque la estructura de un puente quede intacta, un puente puede quedar fuera de servicio si la calzada empieza a asentarse significativamente. Durante los sismos de San Fernando en 1971 y Chile en 1985 [Wai-Fah y Lian, 2000] el asentamiento del relleno de los estribos provocó asentamientos diferenciales en varios puntos.

Otros autores han identificado las causas de daños en puentes ocurridos en sismos recientes: NOAA (1973), para el sismo de San Fernando de 1971; Bertero (1992), Benushka (1990) y Thiel (1990), para el sismo de Loma Prieta de 1989; Hall (1995), Astanesh-Asl y col (1994), Buckle (1995), y Priestley y col (1994), para el sismo de Northridge de 1994; Shinosua (1995), CHBD (1995) y Kawashima (2000), para el sismo de Kobe.

De acuerdo con los informes anteriores, los daños más comunes obedecieron a los siguientes aspectos en orden de importancia:

- a) Falla en columnas debido a insuficiente armado transversal, longitudes de empalme insuficientes a media altura de la columna y longitudes de anclaje reducidos en la cimentación (5)
- b) Pérdida de apoyo en juntas de pilas y estribos (5)
- c) Año de construcción (Normas de construcción empleadas) (4)
- d) Concentración de fuerzas por variaciones en la rigidez de las pilas (4)
- e) Falla en uniones entre la superestructura y la subestructura en puentes metálicos (3)
- f) Falla en apoyos de acero (3)
- g) Falla en las conexiones viga – columna en puentes de dos niveles (3)
- h) Licuefacción (3)
- i) Desplazamientos rotacionales importantes en puentes curvos (2)
- j) Asentamiento de terraplenes de acceso (1)

Los números entre paréntesis indican el número de autores que identificaron el tipo de daño.



2.2. Procedimientos de evaluación existentes

2.2.1. Introducción

Los sismos recientes han demostrado que los puentes son estructuras muy vulnerables a este fenómeno, y tomando en cuenta la importancia que tienen estas estructuras en las vías de comunicación, es importante saber en que estado se encuentran los puentes en nuestro país. A pesar de que México es un país con alta sismicidad existe una falta de información sobre la vulnerabilidad de los puentes, y los estudios de vulnerabilidad existentes se aplican en su mayoría a edificaciones.

El propósito de hacer una evaluación sísmica de los puentes existentes es determinar el nivel de riesgo asociado a cada puente, y con base en este nivel de riesgo, poder establecer un orden de prioridad de los puentes que necesitan ser rehabilitados.

Generalmente hay tres etapas en la evaluación sísmica. La primera etapa se aplica a una cierta población y se identifican los puentes con cierta probabilidad de riesgo. La evaluación se hace de manera general tomando en cuenta indicadores cualitativos y cuantitativos pero de una manera simplificada, como la edad del puente, las condiciones del suelo, su estructuración, la sismicidad del sitio, etcétera. La segunda etapa consta de un análisis cuantitativo detallado de los puentes que se identificaron como de alto riesgo en la primera etapa. En la tercera etapa se evalúan puentes con características especiales o que no aprobaran las dos etapas anteriores. El análisis se realiza con métodos refinados.

2.2.2. Procedimiento de evaluación masiva

La evaluación masiva se lleva a cabo de una manera simplificada y evalúa las principales características del puente. La prioridad de cada parámetro que se califica debe conducir a identificar los puentes que serán evaluados en la segunda etapa, es decir, aquellos puentes que presenten riesgo mayor. Aunque hay varios esquemas de prioridades basados en el riesgo, no existen criterios que tengan en cuenta implícitamente el costo.

El propósito de un esquema prioritario es reducir el número de puentes que necesiten ser evaluados con más detalle. Entre más refinado sea el análisis, mayor será el ahorro en el refuerzo del puente, por lo que el análisis en una segunda etapa de evaluación deberá ser suficientemente sofisticado, pero sin que sea necesario utilizar herramientas analíticas muy complejas como en el caso de un análisis inelástico.

Caltrans [Priestley et. al, 1996] propone el siguiente esquema de jerarquización (Fig. 2.12) que en términos generales es el que se propone en la mayoría de los procedimientos existentes.

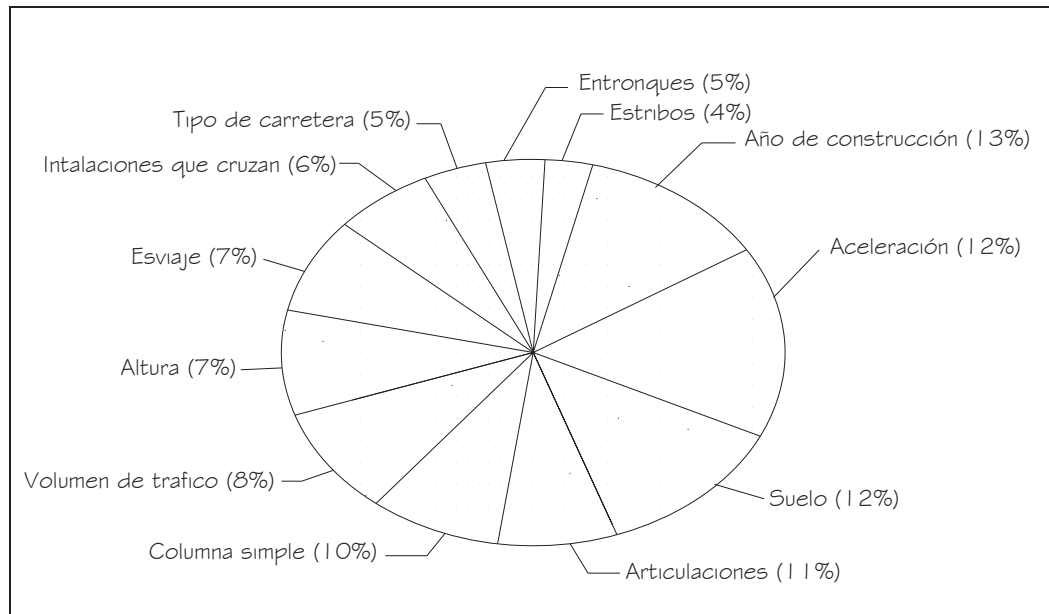


Fig. 2.12 Componentes básicos de riesgo en el esquema de priorización de Caltrans
(Adaptada de Priestley et al., 1996)

Para la evaluación masiva de puentes se han desarrollado diferentes propuestas para evaluar el riesgo de un puente. El riesgo en que se encuentra un puente se expresa en términos de vulnerabilidad. Las diferentes técnicas propuestas para evaluar se clasifican en cuatro grupos [Dolce et. al, 1994]:

1. *Técnicas directas.* Utilizan métodos estadísticos y/ o mecánicos para predecir el daño. Los métodos estadísticos parten de la cuantificación de los daños generados y los métodos mecánicos se basan en modelos matemáticos que simulan el efecto del sismo.
2. *Técnicas indirectas.* Evalúan un índice de calidad estructural (índice de vulnerabilidad).
3. *Técnicas convencionales.* Determinan un índice de calidad independiente que no toma en cuenta el daño y se utiliza para comparar puentes localizados en una misma área.
4. *Técnicas híbridas.* Son una combinación de las técnicas anteriores.

A continuación se presentan una breve descripción de algunos modelos existentes para la evaluación sísmica de una población que incluyen métodos de análisis de vulnerabilidad sísmica de puentes, según se presenta en las referencias Jara y González, (2000), Pezeshk et. al., (1993) y Priestley et. al, (1996)



ATC 6-2, 1983, Caltrans y el Ministerio Japonés de Construcciones. Toman en cuenta los mismos factores de riesgo y los dividen en tres grandes grupos.

Sismicidad. Involucra el movimiento esperado del suelo. Si la sismicidad del sitio se expresa como una curva de intensidad contra probabilidad de excedencia, el daño del puente puede expresarse en términos de costo sobre un marco de tiempo especificado.

Vulnerabilidad. Se refiere a que tan propenso es el puente a daños o al colapso. Depende de las características estructurales del puente, como son claros, apoyos, conexiones de la superestructura a los apoyos, juntas, estribos normales o esviajados, así como de la edad del puente y potencial de licuefacción del suelo.

Importancia. Aquí se considera el volumen de tráfico, tipo de cruce, y que tan importante es para habilitar los servicios de emergencia. La influencia de la importancia del puente se expresa por una estimación del costo del puente terminado y por aspectos como personal muerto o accidentado. El costo del daño del puente y de su pérdida es comparado con el costo de reducir los riesgos y las pérdidas.

La relación 2.1 involucra los tres factores sismicidad (S), vulnerabilidad (V) e importancia (I); con base en distintos pesos para cada variable w_s, w_v, w_i :

$$R = w_s S + w_v V + w_i I \quad 2.1$$

Esta relación tiene la desventaja que puede dar como resultado un alto riesgo sísmico para una región no sísmica ($S = 0$). Además con este criterio se pueden diferenciar más los valores de R . Por lo que una relación como la 2.2 es más apropiada.

$$R = S^{w_s} V^{w_v} I^{w_i} \quad 2.2$$

Los elementos de las dos ecuaciones 2.1 y 2.2 dependen de la sismicidad y de las características de diseño, por lo que pueden variar de una región sísmica a otra.

El *ATC 6-2, 1983*, además, propone un método detallado en el cual se evalúan las columnas, cimientos, apoyos y desplazamientos de la estructura, de acuerdo con la relación capacidad/demanda. Se describe esta evaluación en el capítulo cinco correspondiente a evaluación intermedia.

ATC-25, 1991. Este procedimiento está enfocado a la obtención de los costos de los sistemas sometidos a diferentes escenarios sísmicos. La relación entre el daño sísmico DMG y la intensidad MMI se obtiene de la expresión 2.3

$$DMG = \exp(a) MMI^b \quad 2.3$$

Donde a y b son coeficientes de una regresión para cada tipo de estructura y cada escenario sísmico.



Pezeshk y col, 1993. Se basa en tres aspectos: la estructuración, cimentación e importancia del puente. Cada aspecto influye en un 50, 30 y 20% respectivamente a la vulnerabilidad del puente. Los parámetros que toman en cuenta en cada aspecto son:

Estructuración:

1. Superestructura continua o discontinua
2. Número de juntas.
3. Tipo de apoyos
4. Alineación del puente
5. Año de construcción
6. Refuerzo sísmico
7. Clasificación
8. Altura de columnas y pilas
9. Longitud de soporte

Importancia:

1. Longitud de esviaje.
2. Tránsito diario promedio

Cimentación:

1. Tipo de suelo
2. Potencial de licuefacción
3. Altura de estribos

Cada aspecto tiene cierta puntuación. Un puente con un puntaje de 100 indica una estructura en excelentes condiciones, y un puente con puntaje cero representa que no va a resistir un sismo.

Xueshen y Shuming, 1995. Propusieron matrices de vulnerabilidad con base en datos de 114 puentes afectados en el sismo de Tangshan en China en 1976.

Dicleli y Bruneau, 1996. Proponen un índice de clasificación $I_r = I_i * I_d$ donde I_i es el índice de importancia que es función de la relación pérdida/ daño sobre el sistema carretero, la habilidad para proveer servicios de emergencias, la relación defensa/ seguridad nacional de la red y todas las actividades de recuperación después del sismo. I_d es el índice total de daño que se estima a partir de tres índices: Índice de ancho de apoyo, índice de daño del apoyo e índice de daño de la columna.

Seong Kim, 1996. Propone dos modelos (lineal y no lineal) determinados a partir de una base de datos de inspección de puentes.

$$\text{Modelo lineal: } y_i = \sum_{i=1}^{12} \beta_i x_i + C \quad 2.4$$

$$\text{Modelo no lineal: } y_i = X_1 \sum_{i=1}^{12} \beta_i x_i + C \quad 2.5$$



- Donde: y_i es el grado de daño.
 x_i es un factor que afecta la vulnerabilidad. Considera 12 factores.
 β_i es un parámetro que es función de cada factor.
 C es una constante.
 X_1 es un parámetro relacionado con la aceleración máxima del terreno.

Kiremidjian y Brazos, 1997. Obtuvieron curvas empíricas de fragilidad que representan la probabilidad de exceder un estado de daño, dado un nivel de movimiento del suelo. Las curvas se obtuvieron con base en los datos recopilados de los sismos de Northridge y Loma Prieta y comprenden cuatro tipos de datos: características estructurales, daños por sismos, costos de reparación y perfiles de los suelos y niveles del movimiento sísmico.

Jara y González, 2000. Para el cálculo del índice de Vulnerabilidad evalúan ocho parámetros y se obtiene un coeficiente por cada parámetro. El modelo es aplicable a puentes simplemente apoyados o continuos, en los que los elementos que soportan el tablero trabajan principalmente por flexión. Los parámetros que evalúan son los siguientes:

1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente. Esta en función de la rigidez lateral mayor y menor de las pilas o estribos.
2. Longitud del apoyo. Toman en cuenta la longitud recomendada, la longitud real, longitud del claro y altura de las pilas adyacentes.
3. Año del proyecto.
4. Irregularidad en planta y esviajamiento. Sólo toman en cuenta el ángulo de esviaje.
5. Tipo de apoyos. Le asignan un coeficiente diferente según el tipo de apoyo y toman en cuenta apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico, apoyo de rodillos, apoyos elastoméricos, apoyos basculantes.
6. Estado de conservación. Consideran efectos de socavación, estado de conservación de los apoyos, daños en elementos estructurales, daños en uniones y conexiones y mantenimiento y rehabilitación.
7. Potencial de licuefacción
8. Periodo de vibración. El coeficiente esta en función del periodo de la estructura y el periodo del suelo.

El índice de vulnerabilidad se determina con la expresión 2.7

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_8}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad 2.6$$

Donde \bar{C}_i es el promedio de las calificaciones de cada uno de los ocho parámetros a evaluar.

Los valores del I_v oscilan entre cero y uno. Un $I_v = 0$ significa que el puente es completamente vulnerable y un $I_v = 1$ indica que se trata de un puente nada vulnerable.



El modelo lo calibraron con la información de los diferentes niveles de daño sufridos por 13 puentes durante el sismo de Northridge y encontraron una concordancia satisfactoria entre el valor de I_v y el nivel de daño.

Los autores establecen que para valores del $I_v \leq 0.8$ el puente necesita de una evaluación detallada.

2.2.3. Evaluación detallada

Priestley et al, (1996) proponen que se verifique la resistencia para tres estados límite: estado límite de servicio, estado límite de control de daño, estado límite de supervivencia.

Estado límite de servicio. En este estado el puente no debería necesitar reparación, aunque la resistencia a flexión de los miembros podría ser alcanzada. Sugiere los siguientes valores límites $\varepsilon_c = 0.004$ y $\varepsilon_s = 0.015$

Estado límite de control de daño. Representa el nivel extremo de la respuesta sísmica más allá de la cual no sería económica y técnicamente factible de rehabilitar. Es un estado límite para el cual la resistencia disminuye con los incrementos de desplazamiento.

Estado límite de supervivencia. Representa el nivel extremo de la respuesta sísmica mas allá del cual ocurriría el colapso. Se debe reservar una parte de la capacidad resistente que corresponde a la capacidad de limite de control de daño para asegurar que el puente no colapsará durante un movimiento fuerte, aunque se acepta un gran daño por lo que el puente podría quedar en condiciones que no se puedan reparar y sea necesario reemplazarlo. En este estado, el puente no es capaz de soportar sus cargas gravitacionales y por lo tanto colapsar. Aun cuando la resistencia lateral de una sección crítica del puente haya sido reducida, la estructura puede aun ser estable.

La evaluación puede hacerse mediante alguno de los siguientes procedimientos.

1. Relación demanda/ capacidad

Este enfoque fue desarrollado por el ATC-6-2. La demanda que resulta de un análisis elástico es comparada con la resistencia (capacidad) de las diferentes partes de la estructura. Una relación por encima de uno indica falla y solo se acepta cuando se asegura una respuesta dúctil. Este enfoque tiene algunos defectos en lo que se refiere a la forma de evaluar la influencia de traslapes, anclajes o en la resistencia a cortante de las columnas, tiene algunos problemas con el enfoque global del método:

1. Asume que puede igualar la relación demanda /capacidad de momento a la demanda de ductilidad de la sección, siendo que la relación demanda /capacidad de momento en una sección es un pobre estimador de la demanda de ductilidad de un miembro.

- No siempre las secciones con relación demanda/capacidad mayor que 1 tienen riesgo. Puede darse el caso de que algunos elementos no desarrollen toda su capacidad por que un elemento principal falle antes y no permita que se desarrolle toda la demanda en el resto de los elementos.
- Se debe considerar la fuerza axial adecuada ya que el considerar un valor poco preciso puede conducir a resultados erróneos y un análisis de capacidad/demanda no proporciona el verdadero nivel de carga axial debido a sismo.

2. Mecanismo plástico de colapso

El análisis considera módulos independientes (marcos), separados de los adyacentes en las juntas de expansión, y la superestructura es a menudo considerada como rígida en el plano horizontal.

Inicialmente se hace un análisis del mecanismo de colapso de cada una de las columnas por separado, en cada dirección de análisis, para lo cual se incrementa el desplazamiento hasta que se producen articulaciones plásticas, degradación de cortante, y rotaciones plásticas. Los valores límites para cada estado deben fijarse previamente.

Con las características de fuerza–deformación ($F-\Delta$) de cada columna, se ensambla el marco y se representa la rigidez de cada columna como un resorte inelástico. La rigidez efectiva del sistema (K_{Ef}) se calcula con la expresión 2.8:

$$K_{Ef} = \frac{\sum K_i \sum K_j x_i^2}{\sum K_j x_i^2 + \bar{x}^2 \sum K_i} \quad 2.7$$

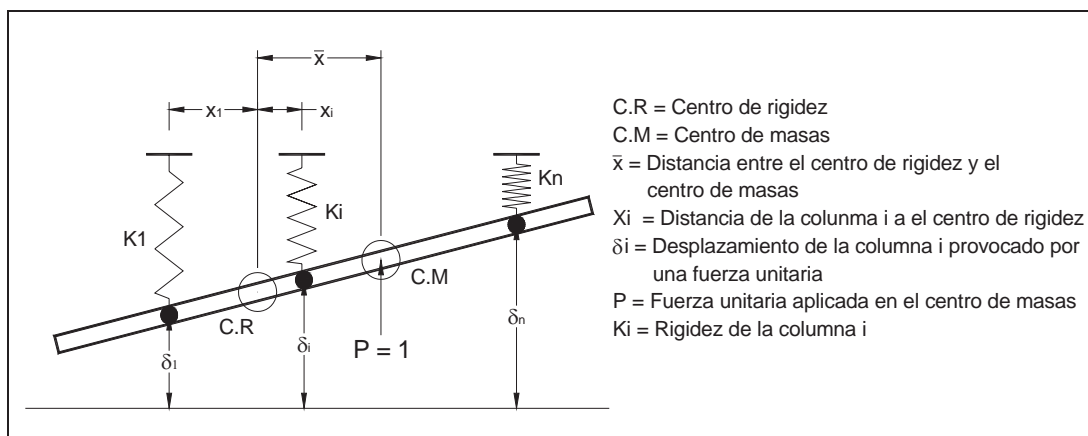


Fig. 2.13 Deformaciones de un marco bajo una fuerza lateral unitaria aplicada en el centro de masas. (Adaptada de Priestley et al., 1996)

Donde \bar{x} es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masas (Fig. 2.13)

El periodo natural del marco es entonces:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{Ef}}} \quad 2.8$$

Donde M es la masa total del marco.

El vector de desplazamientos provocados por una fuerza unitaria lateral actuando en el centro de masas es:

$$\delta_i = \frac{1}{\sum K_i} + \frac{\bar{x}x_i}{\sum K_i x_i^2} \quad 2.9$$

La fuerza elástica equivalente basada en el concepto de igual desplazamiento esta dada por el valor mínimo de la siguiente relación:

$$V_E = \min \left| \frac{\Delta_i}{\delta_i} \right| i \quad 2.10$$

Siendo Δ_i la capacidad de desplazamiento de cada columna, lo que también permite identificar la columna crítica. La fuerza real es menor que la dada por la ecuación anterior si se esta en un intervalo inelástico, entonces se deberá modificar la rigidez y, por consiguiente, el centro de rigidez y hacer el análisis de nuevo.

La respuesta elástica equivalente es dada por la ecuación 2.12

$$V_E^* = V_E \frac{Z}{\mu_\Delta} \quad 2.11$$

Donde μ_Δ es la ductilidad por desplazamiento y Z es un factor de reducción y esta dado por :

$$Z = 1 + 0.67(\mu_\Delta - 1) \frac{T}{T_0} \quad 2.12$$

T es el periodo del primer modo

T_0 es el periodo máximo del espectro de respuesta elástico.

La aceleración elástica equivalente se determina con:

$$S_{ar(g)} = \frac{V_E^*}{W} \quad 2.13$$

Siendo W el peso efectivo del marco considerado.



El procedimiento anterior tiene algunas limitaciones.

1. La respuesta sobrestima la respuesta del marco más flexible, y subestima la respuesta del marco rígido cuando hay gran diferencia de rigidez entre los marcos y las juntas permiten movimiento.
2. El análisis tiende a sobrestimar la respuesta a torsión de los marcos.
3. Es difícil considerar en este tipo de análisis la flexibilidad de la superestructura.
4. Finalmente hay ocasiones que la rigidez calculada de manera independiente no es adecuada al incorporarla a un modelo de marcos completos.

2.2.4. Evaluación especial de puentes

Un puente requerirá una evaluación especial sí esta en alguno de los siguientes casos:

1. Cuando se tengan identificadas fallas geológicas cercanas, especialmente cuando se tengan disipadores de energía histeréticos.
2. Cuando la importancia del puente así lo amerite, ya sea por el tipo de estructura, por el tipo de tráfico o por su importancia como vía de comunicación en caso de un desastre.
3. Cuando los resultados de un análisis detallado sean dudosos y no sea claro identificar el nivel de daño con los análisis ya realizados.
4. Cuando las hipótesis para aplicar alguno de los métodos anteriores no se cumplen.

La evaluación en esta etapa se puede hacer con un análisis inelástico, que se vuelve ineficiente para su aplicación a un número no reducido de puentes. Debe considerarse que existen pocos programas de computadora capaces de hacer modelos realistas en tres dimensiones, que incluyan la relación entre la respuesta inelástica biaxial de las columnas, interacción entre resistencia a flexión y cortante y características de las uniones.

Para determinar la respuesta que le corresponde a cada estado límite especificado, se necesitaría hacer varios análisis con diferentes intensidades de sismo, ya que hay relaciones que no se mantienen lineales por ejemplo la rotación plástica de una articulación no guarda una relación lineal con respecto a la intensidad sísmica.

La demanda sísmica deberá estar respaldada por estudios particulares de riesgo sísmico, que tengan en cuenta todas las fuentes generadoras de sismo y los niveles de peligro asociado. Esta etapa puede realizarse mediante la generación de acelerogramas sintéticos, que representen adecuadamente el peligro sísmico de la zona de ubicación del puente.



Capítulo 3

PROCEDIMIENTO GENERAL DE EVALUACIÓN

3.1. Descripción general

Actualmente la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) cuenta con un sistema de evaluación de puentes para su posible rehabilitación y conservación. Para ello utiliza un formato conocido como SIPUMEX, en el cual se recoge información general del puente, pero no considera defectos que pueden ayudar a estimar la capacidad sísmica, pues este aspecto de la seguridad no se exige que se revise explícitamente.

Este trabajo propone un procedimiento de evaluación en dos etapas, en cada una de ellas se evalúan características diferentes del puente y con diferente nivel de precisión. La primera etapa, llamada evaluación simplificada, evalúa aspectos de estructuración para los cuales se necesitan datos que se pueden obtener a partir de una visita de inspección al puente. Es importante que la visita la realice un ingeniero con experiencia en seguridad estructural para que pueda valorar adecuadamente los riesgos que puedan existir en el puente de manera muy fácil. Específicamente se consideran nueve parámetros para los cuales se necesita recabar la siguiente información:

- Medidas físicas de la geometría del puente para estimar el peso de la superestructura.
- Medidas de la longitud y secciones transversales de las columnas, cabezal y estribos para determinar la inercia de las secciones.
- Tipo de apoyos y su espesor para determinar su rigidez.
- Longitud de asiento de la superestructura
- Si se cuenta con el reporte SIPUMEX o los planos de construcción se puede conocer el año de proyecto, en caso contrario se podrá estimar la fecha de construcción a partir de la visita.
- Ángulo de esviaje o grado de curvatura para determinar la irregularidad en planta del puente.
- Verificar si existen indicios de socavación en pilas o estribos.
- Estado de conservación de los apoyos.
- Si se presentan grietas en elementos estructurales y juntas, desconchamientos, oxidación del acero de refuerzo, filtraciones, etc.

- Si puede presentarse licuefacción a partir del tipo de suelo existente en la zona de ubicación del puente.

Como resultado de la evaluación simplificada se obtiene un índice de vulnerabilidad de la estructura del puente. A partir de este índice se puede clasificar a las estructuras para fines de las acciones que deben adoptarse. Las que tengan un índice de vulnerabilidad $I_v \geq 0.8$ pueden considerarse sin problemas.

Conforme el I_v se va reduciendo se hará más urgente la necesidad de revisar el puente con un procedimiento más refinado, si el I_v resulta menor de 0.4 es necesario tomar acciones inmediatas pues el puente se encuentra en peligro inminente.

En la segunda etapa, llamada evaluación intermedia, se necesitan conocer las características específicas de los materiales, porcentajes de refuerzo transversal y longitudinal, dimensiones de las pilas y el espectro característico del sitio. También será necesario definir el estado límite para el cual se va a hacer la evaluación y por lo tanto los desplazamientos permitidos para ese estado.

Se definen las relaciones momento curvatura para las articulaciones plásticas y mediante un análisis estático no lineal (Pushover) se calcula la curva de capacidad de la estructura y se obtiene el espectro de evaluación para el estado límite a evaluar (Fig. 3. 1)

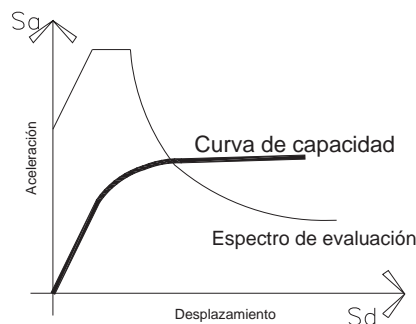


Fig. 3. 1 Curva de capacidad y espectro de evaluación.

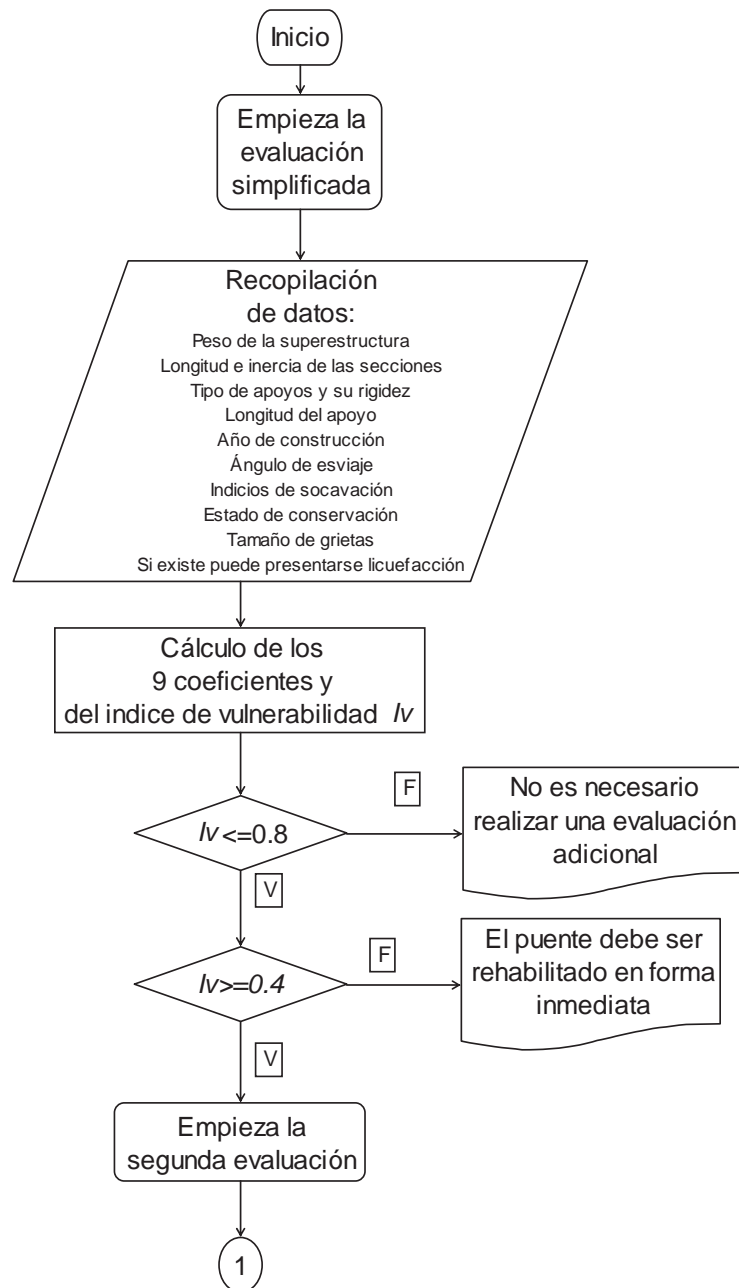
El siguiente paso en la evaluación intermedia consiste en un proceso iterativo en el que se propone un desplazamiento y aceleración iniciales y se calcula el periodo y amortiguamiento efectivo. Después se obtiene el espectro modificado y se determina el desplazamiento máximo mediante la intersección del periodo efectivo con el espectro modificado. Si la diferencia entre el desplazamiento propuesto y el calculado es muy grande se propondrá un nuevo desplazamiento inicial y se repetirá el proceso. En el capítulo cinco se describe a detalle el procedimiento de evaluación intermedia.

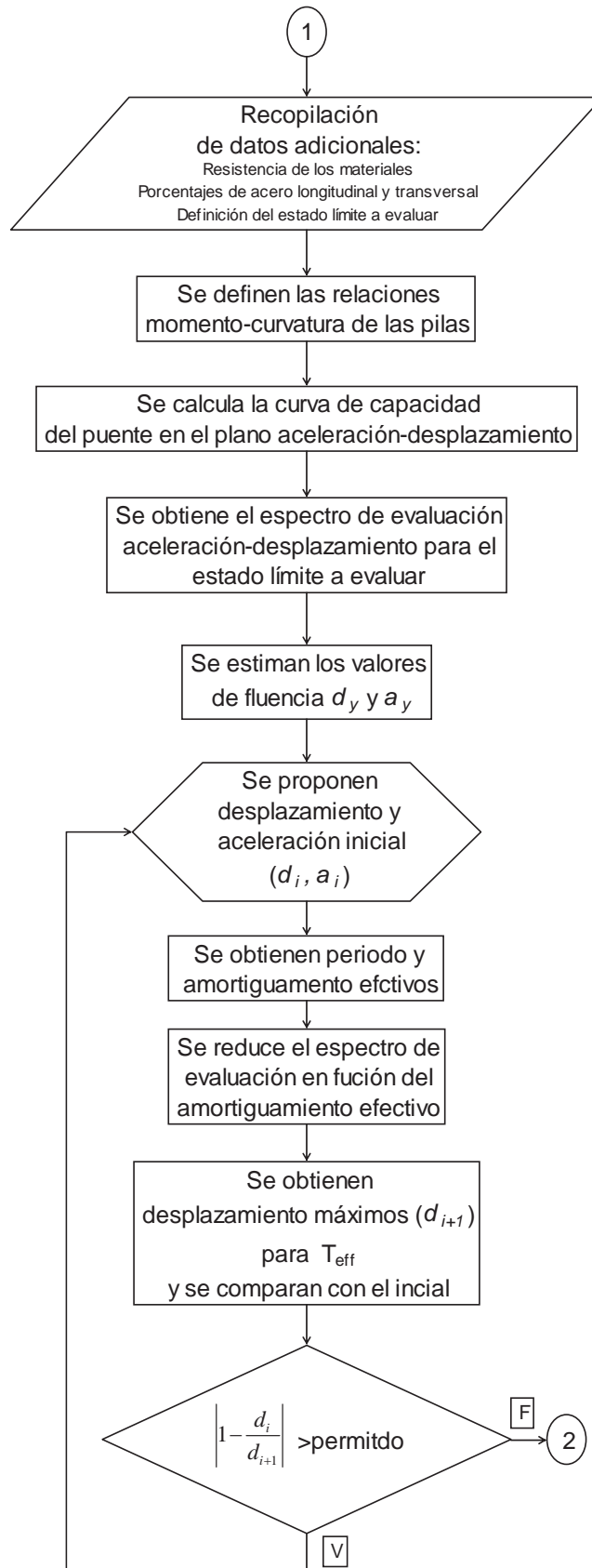
Una vez encontrados los desplazamientos y la fuerza asociada a ese desplazamiento a nivel estructura, se obtienen los elementos mecánicos de las columnas correspondientes a ese desplazamiento y se verá si éstas se comportan adecuadamente para el nivel de

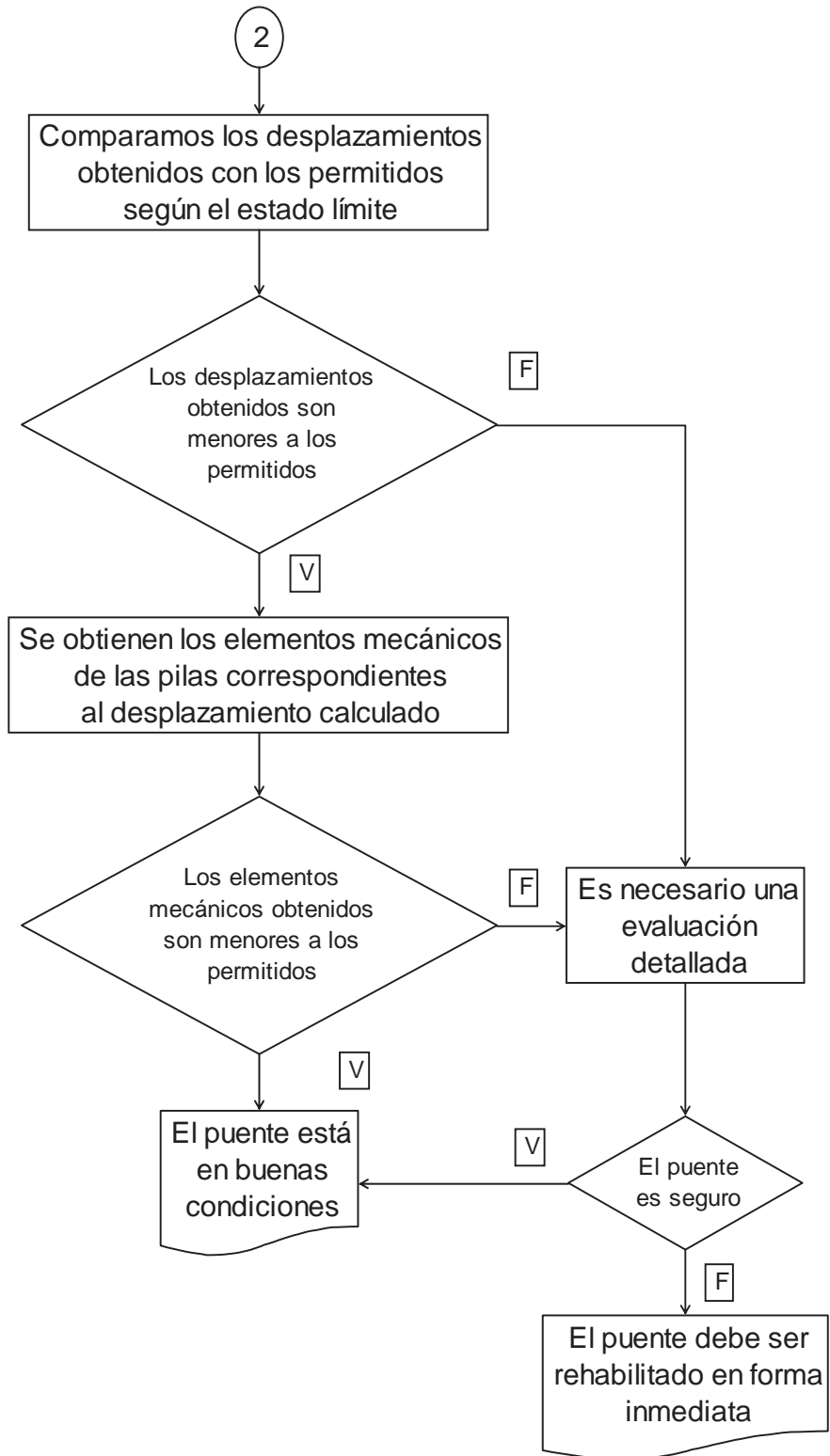
desempeño establecido al inicio y así decidir el tipo de intervención que se requiere aplicar a la estructura para que pueda reducir su vulnerabilidad.

En el caso que se tenga duda sobre el resultado obtenido se recomienda hacer una evaluación detallada. También se recomienda esa tercera evaluación en puentes de suma importancia o en puentes especiales, ya que el procedimiento de evaluación que se esta proponiendo sólo es aplicable a puentes que trabajan a flexión, por lo tanto, quedan excluidos puentes colgantes, puentes atirantados y puentes en arco.

El siguiente diagrama de flujo indica el procedimiento a seguir.









Capítulo 4

EVALUACIÓN DE PUENTES CON EL NIVEL SIMPLIFICADO

4.1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño durante la ocurrencia de una acción sísmica determinada, de tal forma que la vulnerabilidad así definida, está directamente relacionada con sus características de proyecto. De acuerdo con esta definición, la vulnerabilidad depende principalmente de las características propias de la estructura, ya que el ser más o menos vulnerable ante un temblor de determinadas características, es una propiedad exclusiva de la estructura e independiente de la peligrosidad sísmica de la región. Es decir, que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, a menos que se encuentre en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica.

Para definir los parámetros que conducen a estimar la vulnerabilidad sísmica de los puentes es necesario estudiar las causas que han dado origen a daños en este tipo de estructuras. Una recopilación de los principales daños que se han observado en puentes se presenta en el capítulo 2.1, a partir de la cual se pueden resumir las principales deficiencias que han dado origen a daños de consideración.

4.2. Parámetros comunes para estimar la vulnerabilidad

A partir de la información consultada, se identificaron los parámetros que emplean las diferentes propuestas para estimar la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. En la Tabla 4.1 se presentan las variables propuestas en las diferentes metodologías, junto con el número de veces que los distintos autores las consideran.

Tabla 4.1 Parámetros que se emplean en diversos métodos para determinar la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes.

| PARÁMETRO | No. DE AUTORES QUE LO EMPLEAN |
|--|-------------------------------|
| Longitud de apoyos en pilas y estribos | 5 |
| Tipo de superestructura | 5 |
| Año de construcción (normas usadas) | 4 |
| Angulo de esviaje | 4 |
| Material de las pilas | 4 |
| Refuerzo en pilas | 3 |
| Efectos de sitio | 3 |
| Tipos de apoyo | 3 |
| Potencial de licuefacción | 3 |
| Irregularidad en rigidez | 2 |
| Rehabilitaciones previas | 2 |



| | |
|---------------------------------------|---|
| No. de claros | 2 |
| Tipo de subestructura | 2 |
| No. de articulaciones internas | 2 |
| Tipo de cimentación | 2 |
| Aceleración máxima del terreno | 2 |
| Tipo de estribos | 1 |
| Longitud del puente | 1 |
| Ancho del puente | 1 |
| Promedio de tráfico diario | 1 |
| Altura de estribos | 1 |
| Refuerzo de la cimentación | 1 |
| Longitud efectiva de columnas | 1 |
| Dimensión transversal de columnas | 1 |
| Asentamiento de terraplenes de acceso | 1 |
| Estado de conservación del puente | 1 |
| Procedimiento constructivo | 1 |
| Elementos no estructurales | 1 |

Por otra parte, teniendo como base la opinión de expertos de Colombia, México, España, Venezuela y Ecuador; Maldonado (2000), clasifica 19 parámetros estructurales en función de la importancia relativa que tiene cada uno de ellos en la vulnerabilidad sísmica de los puentes. Aplica la teoría de conjuntos difusos y determina un índice de vulnerabilidad. En la Tabla 4.2 se resume el valor máximo difuso que obtuvo Maldonado a partir de la encuesta a los expertos, para definir la importancia relativa que tiene cada parámetro en la vulnerabilidad general de la estructura.

Tabla 4.2 Valores difusos máximos para la importancia relativa de cada parámetro en la vulnerabilidad general del puente, obtenida mediante la opinión de expertos.

| VALORES DE INFLUENCIA DE CADA PARÁMETRO EN LA VULNERABILIDAD GENERAL DEL PUENTE | |
|--|----------------------------|
| PARÁMETRO | VALOR DIFUSO MÁXIMO |
| Longitud de apoyos en pilas y estribos | 10 |
| Geometría de la superestructura | 10 |
| Año de construcción (normas usadas) | 10 |
| Irregularidad en rigidez | 10 |
| Estado de conservación del puente | 10 |
| Tipo de suelo | 10 |
| Existencia de articulaciones internas | 10 |
| Tipo de pila | 6 |
| Tipo de superestructura | 5 |
| Tipo de apoyo | 5 |
| Tipo de estribo | 5 |
| Tipo de cimentación | 5 |
| Potencial de licuefacción | 4 |
| Material de las pilas | 3 |
| Material de la superestructura | 3 |
| Elementos no estructurales | 3 |
| Procedimiento constructivo | 2 |



4.3. Elección de los parámetros de evaluación

Para definir los parámetros que se usarán en el procedimiento de evaluación se consideraron los daños ocurridos en sismos recientes y los procedimientos de obtención de la vulnerabilidad sísmica que presentan los autores que se mencionan anteriormente. Se eligieron los factores más relevantes con objeto de simplificar la inspección y evitar en lo posible parámetros de tipo subjetivo o de difícil obtención durante una inspección al puente. Los parámetros seleccionados son:

1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente
2. Longitud de asiento de la superestructura
3. Año de proyecto
4. Irregularidad en planta y esviajamiento
5. Tipo de apoyos
6. Estado de conservación
7. Potencial de licuefacción
8. Periodo de vibración
9. Importancia del puente

Se reconoce que las pilas son uno de los componentes más importantes en la estabilidad de los puentes y a su vez uno de los elementos más vulnerables. Una adecuada distribución del armado contribuye a mejorar la capacidad de disipar energía, sin embargo, la falta de armado transversal y las pequeñas longitudes de anclaje y de traslape del armado longitudinal que se han adoptado en la construcción de muchos puentes, acentúan la vulnerabilidad de estos elementos. Por otro lado, debe reconocerse la dificultad de determinar la cantidad y distribución de estribos, anclajes y traslapes, durante una inspección con fines de evaluación masiva de estructuras, motivo por el cual, la influencia de este parámetro pretende quedar cubierta con el año de proyecto del puente ya que la práctica está ligada estrechamente a las normas utilizadas en el proyecto. En caso de que un puente resulte altamente vulnerable será necesario realizar pruebas destructivas para definir las características de refuerzo en las pilas.

Por otra parte, se excluyó el tipo de puente como parámetro de evaluación, ya que el método que se propone se aplicaría en puentes simplemente apoyados o continuos, que trabajan principalmente por flexión de los elementos que soportan el tablero; es decir, quedan excluidos los puentes arco, puentes colgantes y puentes atirantados. Estas últimas tipologías representan un porcentaje muy reducido de la población de puentes construidos en el país.

4.4. Método simplificado de evaluación

Algunos de los métodos propuestos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras, utilizan expresiones del tipo:

$$I_v = \alpha_1 C_1 + \alpha_2 C_2 + \dots + \alpha_n C_n \quad 4.1$$



Donde: C_i es la calificación del parámetro i-esimo
 α_i es el factor de importancia relativa del factor i-esimo
 I_v es el índice de vulnerabilidad sísmica

Sin embargo, la vulnerabilidad no puede verse simplemente como la suma de defectos menores en el puente, ya que, en algunos casos, un solo defecto puede causar la falla de la estructura. Por tal motivo la suma de defectos no es recomendable en métodos de evaluación. Si se considera el caso, por ejemplo, de un puente con una longitud de apoyo muy reducida, que signifique un alto grado de vulnerabilidad, pero que no muestre ninguna otra deficiencia significativa, podrá obtener una calificación muy alta en todos los parámetros menos en el correspondiente a la longitud de apoyo y tendrá como resultado de la suma de todas las calificaciones un valor muy alto de I_v , a pesar de ser altamente vulnerable. Por este motivo se reconoce como más apropiado un índice obtenido de la multiplicación de los factores, que pueda llegar a valores nulos, si un parámetro importante tiene una calificación cero aunque el resto tenga valores altos.

El procedimiento simplificado de evaluación que se propone como parte de la metodología de evaluación de puentes existentes, es una adaptación del procedimiento propuesto por Jara y González (2000), según el cual, el índice de vulnerabilidad se determina con la expresión 4.2:

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad 4.2$$

Donde \bar{C}_i es el promedio de las calificaciones de cada uno de los nueve parámetros definidos en el inciso 4.3

De acuerdo con lo anterior, un valor de I_v igual a cero significa que el puente es completamente vulnerable, mientras que un valor de I_v igual a 1.0, indica que se trata de un puente nada vulnerable. Los diferentes niveles de vulnerabilidad quedan definidos por el valor del índice que resulte de la expresión anterior. A partir del nivel de vulnerabilidad se decidirá el tipo de acción que deberá seguirse en cada caso. Las acciones pueden variar desde una acción emergente para puentes altamente vulnerables, hasta recomendar que se sigan aplicando únicamente los programas de mantenimiento preventivos normales, en caso de un puente nada vulnerable.

El nivel de importancia de cada parámetro con respecto a la vulnerabilidad general del puente, se incluye dentro de las funciones que se asignan para cuantificar la contribución de cada uno de ellos en la capacidad global de la estructura. Las funciones de calificación C_i , de los nueve parámetros que se eligieron para definir la vulnerabilidad sísmica de los puentes se presentan a continuación. Es importante mencionar que los límites de cada una de las calificaciones C_i asignadas están comprendidos entre 0 y 1.0, a menos que se especifique algún otro valor.



Si el potencial de licuefacción del suelo, o su periodo de vibrar, no pueden estimarse en forma razonable, se deberán eliminar de la fórmula anterior, y se restará al exponente del denominador el número de parámetros eliminados, por ejemplo, si no se cuenta con la información de los dos parámetros mencionados, se usarán 7 parámetros C_i , y el exponente de la expresión será 5. Si sólo se elimina alguno de ellos, entonces se usarán 8 parámetros C_i y el exponente será 6.

4.4.1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente

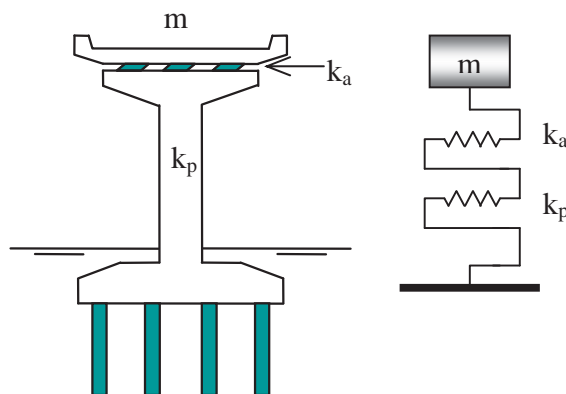
Para calificar la irregularidad provocada por el cambio brusco de rigidez que puede existir entre dos apoyos consecutivos se emplea el factor C_1 .

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m}$$

Donde: k_M es la mayor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo

k_m es la menor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo

k_M y k_m se pueden calcular con la expresión 4.3



$$k = \frac{k_a k_p}{k_a + k_p} \quad 4.3$$

$$k_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} \quad 4.4$$

Donde

k_p es la rigidez de la pila

k_a es la rigidez de los apoyos de neopreno calculada con la expresión 4.4

n es el número de apoyos por pila

A_i es el área transversal del apoyo i

h_i es la altura del apoyo i

G_i es el módulo de rigidez a cortante del a apoyo i

La rigidez lateral de la pila se puede calcular mediante la ayuda de la Fig. 4.1 y el índice de rotación ρ , donde N es el número de columnas del marco y ρ se calcula con la expresión 4.5

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c} \quad 4.5$$

Donde:

I_t es la inercia de la trabe

I_c es la inercia de la columna

L_t es la longitud de la trabe

L_c es la longitud de la columna

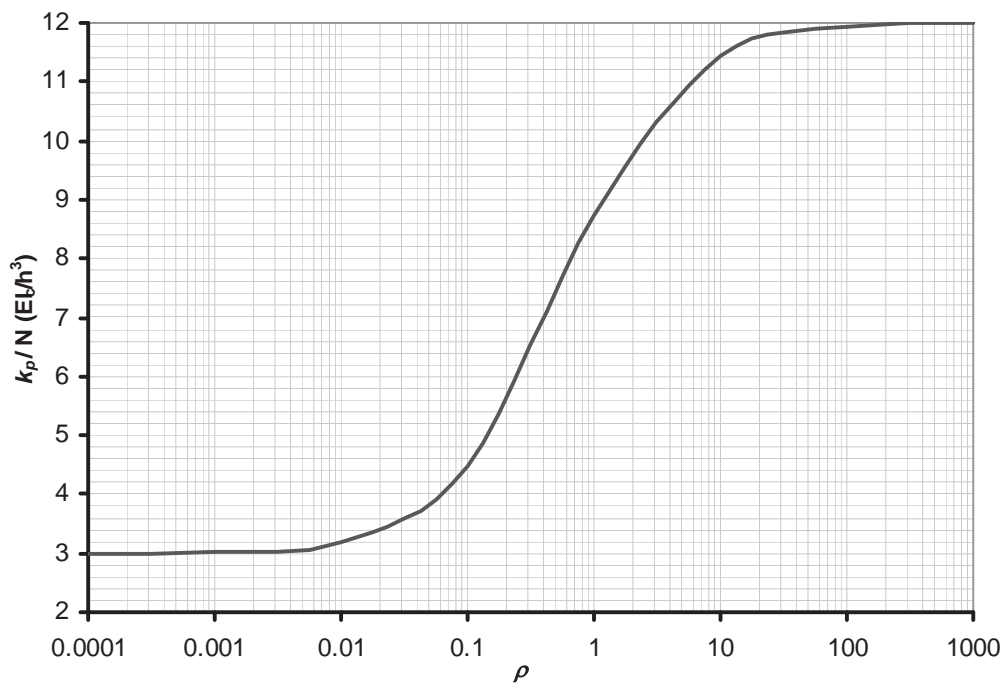


Fig. 4.1 Rigidez lateral de una pila formada por N columnas

La forma en que se obtuvo la Fig. 4.1 se presenta en el Apéndice A al final de esta tesis.

4.4.2. Longitud de asiento

Si $LA \geq LR$ $C_2 = 1.0$

Si $LR > LA > 0.3LR$ $C_2 = \frac{LA - 0.3LR}{0.7LR}$

Si $0.3LR > LA$ $C_2 = 0$

Donde: LR es la longitud de asiento recomendado en mm; $LR = 400 + 2.5L + 10H$
 LA es la longitud real de apoyo existente en mm. (Fig. 4.2)
 L es la longitud del claro en metros
 H es la altura promedio de las pilas adyacentes en metros

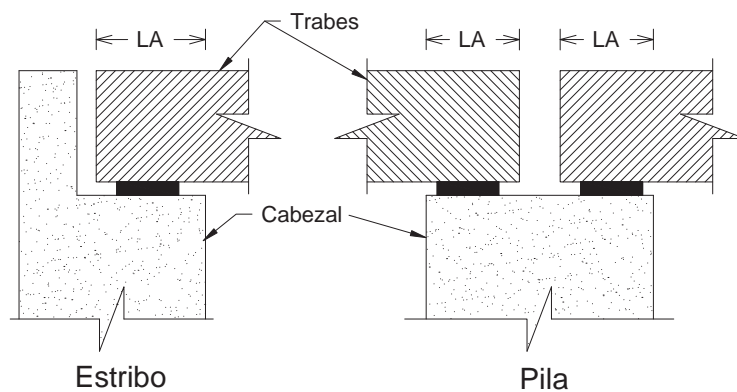


Fig. 4.2 Longitud de apoyo

4.4.3. Año del proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1.0$$

Donde: AC es el año del proyecto del puente

4.4.4. Irregularidad en planta y esviajamiento

Si $\alpha < 20^\circ$ $C_4 = 1.0$

Si $20^\circ < \alpha < 45^\circ$ $C_4 = 6 \cdot 10^{-4} (90^\circ - \alpha) + 0.46$

Si $45^\circ < \alpha$ $C_4 = 0.40$

Donde: α es el ángulo de esviajamiento (Fig. 4.3)

En puentes de planta irregular y en puentes curvos usar el valor $C_4 = 0.40$. Se considera una planta irregular cuando la excentricidad entre el centro de masa del tablero y el centro de rigideces de los apoyos es mayor que el 10% de la longitud del puente y un puente curvo se considera aquel cuyo ángulo formado por las líneas que unen los apoyos y el centro del puente es mayor de 30° [Jara y Casas, 2002] (Ver Fig. 4.4)

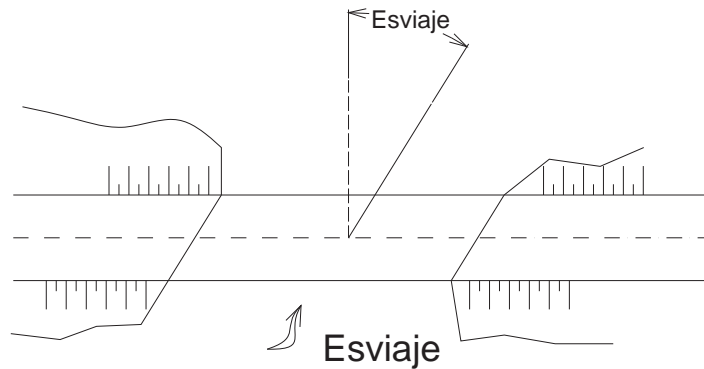


Fig. 4.3 Ángulo de esviaje

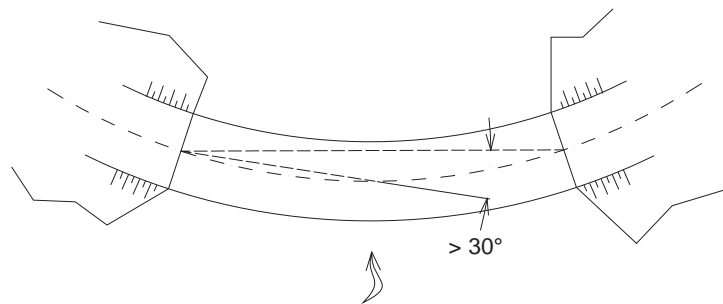


Fig. 4.4 Puente curvo

4.4.5. Tipo de apoyos

Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico

$$C_5 = 1.0$$

Para apoyos laminados de neopreno

$$C_5 = 0.9$$



Para apoyos de rodillos $C_5 = 0.8$

Para apoyos basculantes o de mecedoras $C_5 = 0.7$

4.4.6. Estado de conservación

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \geq 0$$

Donde x_i representa el valor para cada uno de los siguientes aspectos

I. Efecto de socavación (x_1)

| | |
|--|--------------|
| Si no existen indicios de socavación | $x_1 = 0$ |
| Si se observa socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente | $x_1 = 0.05$ |
| Si existe socavación importante pero no está en riesgo la estabilidad del puente | $x_1 = 0.3$ |
| Si está en riesgo la estabilidad del puente | $x_1 = 1.0$ |

II. Estado de conservación de los apoyos (x_2)

| | |
|---|--------------|
| No se observa deterioro alguno | $x_2 = 0$ |
| Se observan deterioros menores | $x_2 = 0.05$ |
| Se observan deterioros importantes en los apoyos | $x_2 = 0.3$ |
| Se observan daños que ponen en riesgo la estabilidad del puente | $x_2 = 1.0$ |

III. Daños en elementos estructurales (x_3)

| | |
|---|--------------|
| No se observa ningún daño | $x_3 = 0$ |
| Se observan grietas menores que 0.7 mm | $x_3 = 0.05$ |
| Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm | $x_3 = 0.5$ |
| Se observan daños importantes que ponen en riesgo la estabilidad del puente | $x_3 = 1.0$ |

IV. Daños en uniones o conexiones (x_4)

| | |
|---|-----------|
| No se observa ningún daño | $x_4 = 0$ |
| Se observan grietas menores que 0.7 mm o corrosión en | |



| | |
|---|--------------|
| los elementos de acero | $x_4 = 0.05$ |
| Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, corrosión importante o daños en los elementos de las conexiones | $x_4 = 0.5$ |
| Se observan daños importantes que ponen en riesgo la inestabilidad del puente | $x_4 = 1.0$ |

V. *Mantenimiento y rehabilitación* (x_5)

| | |
|--|--------------|
| Puente reciente o con muy buen mantenimiento o trabajo de rehabilitación | $x_5 = 0$ |
| Puente con más de 30 años sin daño aparente y buen estado de conservación | $x_5 = 0.25$ |
| Puente viejo y/o en mal estado (agrietamientos, desconches, humedades, etc.) | $x_5 = 0.5$ |

4.4.7. Potencial de licuefacción

| | |
|--|-------------|
| Si el suelo no tiene potencial de licuefacción | $C_7 = 1.0$ |
| Si el suelo tiene potencial de licuefacción | $C_7 = 0.4$ |

4.4.8. Periodo de vibración

| | |
|------------------------------------|-------------|
| Si $T_a \leq T_s \leq T_b$ | $C_8 = 0.6$ |
| Si $0.7T_a \leq T_s \leq T_a$ | $C_8 = 0.8$ |
| Si $T_b \leq T_s \leq 1.3T_b$ | $C_8 = 0.8$ |
| Si $T_s < 0.7T_a$ y $T_s > 1.3T_b$ | $C_8 = 1.0$ |

Donde

T_s es el periodo de la estructura calculado con la expresión 4.6

T_a y T_b son los valores característicos del espectro de diseño.

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad 4.6$$

Donde m es la masa total de la pila y k es la rigidez de la pila calculada con la expresión 4.3



4.4.9. Factor de importancia

El factor de importancia es un factor que multiplica a I_v con el propósito de reducir su valor para orientar las acciones de corto plazo, en aquellos puentes cuya falla o inhabilitación durante cierto periodo de tiempo, tiene un gran impacto en los costos directos e indirectos, así como en la interrupción de las acciones de emergencia después del terremoto.

El factor de importancia debe tomar en cuenta la relación pérdida/daño, la habilidad para proveer servicios de emergencia y de facilitar las actividades de recuperación después del sismo, y la afectación para proporcionar servicio a la comunidad en general. Este factor será 1.0 si la falla del puente se considera que no afecta en forma importante a la comunidad, y será menor que la unidad en la medida en que afecte mayormente a la población en general.

A falta de un estudio más completo sobre el factor de importancia, para fines de este trabajo se propone un factor de 1/1.5 en el caso de puentes localizados en caminos tipo A, como se establece usualmente en las bases de diseño de los proyectos de puentes carreteros que coordina la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

4.5. Calibración del método y medidas que deben adoptarse

Con objeto de establecer una escala de referencia que permita definir el tipo de acción que debe adoptarse, se calibró el método con la información proveniente de una muestra de 13 puentes dañados durante el sismo de Northridge, que fueron recopilados por Maldonado (2000). En la Tabla 4.3 se presenta el nombre del puente, el nivel de daño sufrido y el valor del índice de vulnerabilidad que se obtiene con el modelo propuesto.

Tabla 4.3 Valores de los índices de vulnerabilidad de 13 puentes daños por sismos, para la calibración del método

| No. | Nombre del puente | Nivel de daño | I_v |
|-----|--|-------------------|-------|
| 1 | Ruta SR-14/I-5, North Connector Overcrossing | Derrumbado | 0.17 |
| 2 | Ruta SR-14/I-5, Separation and Overhead | Derrumbado | 0.31 |
| 3 | Gavin Canyon Undercrossing | Derrumbado | 0.58 |
| 4 | Mission – Gothic Undercrossing | Derrumbado | 0.58 |
| 5 | Ball Creek Canyon Channel | Daños graves | 0.58 |
| 6 | Balboa Boulevard Overcrossing | Daños ligeros | 0.83 |
| 7 | Fairfax – Washington Undercrossing | Derrumbado | 0.17 |
| 8 | La Cienega – Venice Undercrossing | Derrumbado | 0.17 |
| 9 | Old Road | Daños intermedios | 0.54 |
| 10 | Santa Clara River | Daños intermedios | 0.72 |
| 11 | Pico – Lyons Overcrossing | Daños intermedios | 0.74 |
| 12 | Valencia Boulevard Overcrossing | Daños ligeros | 0.76 |
| 13 | Mc Bean Parkway Overcrossing | Sin daño | 0.80 |



Como se aprecia en la tabla, existe una buena concordancia entre los niveles de daño de los puentes y los índices de vulnerabilidad. Cabe destacar que los primeros seis puentes se localizaban en una zona de mayor intensidad sísmica (MMI = IX), que los siete puentes restantes (MMI = VIII). Si se separa la muestra en dos grupos, de acuerdo con la intensidad sísmica correspondiente a la zona en la cual se ubicaban los puentes, se tiene la siguiente relación entre el nivel de daño y el valor de I_v :

Puentes en zona con MMI = IX

| | |
|-------------------------|---------------------------|
| Puentes derrumbados | $0.17 \leq I_v \leq 0.58$ |
| Puentes con daño grave | $I_v = 0.58$ |
| Puentes con daño ligero | $I_v = 0.83$ |

Puentes en zona con MMI = VIII

| | |
|-----------------------------|---------------------------|
| Puentes derrumbados | $I_v = 0.17$ |
| Puentes con daño intermedio | $0.54 \leq I_v \leq 0.74$ |
| Puentes con daño ligero | $I_v = 0.76$ |
| Puentes sin daño | $I_v = 0.80$ |

Además del análisis anterior, se obtuvieron los índices de vulnerabilidad para puentes típicos, variando los diferentes parámetros para estimar los límites que definen las acciones que deben tomarse como resultado del análisis de vulnerabilidad. Con esta base se propone la siguiente tabla para decidir el camino que debe seguirse en cada caso.

Tabla 4. 4 Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de I_v

| Intervalo de valores de I_v | Acción recomendada | |
|-------------------------------|---|---|
| $I_v < 0.4$ | <u>Acción urgente.</u> El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual | El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata |
| $0.4 \leq I_v < 0.6$ | <u>Corto plazo.</u> El puente es susceptible de presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo. | El puente pasa automáticamente a la segunda etapa de evaluación descrita en el capítulo 5 |
| $0.6 \leq I_v < 0.8$ | <u>Mediano plazo.</u> El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación intermedia. | |
| $0.8 \leq I_v$ | <u>Medidas preventivas rutinarias.</u> El puente no muestra deficiencias importantes pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventivo. | No es necesario realizar una evaluación adicional al puente |



4.6. Inventario de puentes existentes y aplicación del método

Para definir la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes en las carreteras del país, y decidir sobre el tipo de acción que debe adoptarse para mejorar la seguridad estructural de las carreteras, es necesario contar con una base de datos que contenga las principales características de la estructura, de manera que puedan identificarse las tipologías más comunes de los puentes en México y obtener los parámetros de evaluación que permitan aplicar el método propuesto.

Es recomendable la elaboración de un formato de inspección que permita recabar de manera organizada los datos necesarios para esta primera etapa de evaluación. Los formatos SIPUMEX que actualmente utiliza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para la evaluación de puentes, no incluye los aspectos necesarios para la revisión de su seguridad sísmica.



Capítulo 5

EVALUACIÓN DE PUENTES CON EL NIVEL INTERMEDIO

5.1. Introducción

El procedimiento de evaluación en esta segunda etapa es aplicable a puentes que no pasaron la evaluación simplificada. En esta evaluación se considera que la falla se presenta únicamente en las pilas, ya que la capacidad del puente depende en gran medida de la resistencia y capacidad de deformación de éstos elementos.

El procedimiento de evaluación consiste en determinar el desplazamiento máximo al que cada pila puede llegar dependiendo del estado límite que se este evaluando. Para ello, se definen inicialmente las propiedades de resistencia de los materiales y se especifican las relaciones esfuerzo-deformación para el acero y el concreto.

A partir de las propiedades anteriores se obtienen los diagramas de momento-curvatura ($M - \varphi$) y momento-rotación ($M - \phi$) considerando los diferentes mecanismos de falla que pueden llegar a presentarse en las pilas de puentes existentes. Se contemplan las siguientes posibilidades de falla: flexocompresión para una pila que se encuentra bien confinada, flexocompresión para una pila sin confinamiento adecuado, falla originada por la presencia de traslapes en la zona de la articulación plástica, y el caso de una falla prematura por cortante.

Una vez definida la resistencia y capacidad de deformación de las pilas, se hace un análisis estático no lineal (“pushover”), para determinar la curva de capacidad del puente en función de los cambios de rigidez que se presentan conforme se incrementa la fuerza lateral, hasta llegar al mecanismo de colapso. Después se elige el espectro aceleración – desplazamiento (EAD) para el estado límite que se revisa. El espectro debe considerar el periodo de retorno que se adopta para fines de evaluación de un puente existente. La curva de capacidad obtenida anteriormente, se expresa en el mismo plano aceleración - desplazamiento, para determinar las demandas máximas correspondientes.

El proceso para estimar el desplazamiento del puente se inicia con un desplazamiento inicial propuesto d_i , a partir del cual se obtiene la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo asociados al desplazamiento propuesto. Se modifica el espectro EAD para tener en cuenta las nuevas condiciones de rigidez y amortiguamiento y a partir de él se estima el desplazamiento espectral. Si los desplazamientos no son suficientemente aproximados, se realiza un procedimiento iterativo, en el que se modifica el desplazamiento inicial propuesto y los valores de rigidez y amortiguamiento asociados. Cuando los desplazamientos de dos ciclos consecutivos cumplen con la tolerancia especificada se acepta el desplazamiento y la demanda de aceleración se obtiene directamente de la curva de capacidad.



Para finalizar se comparan los valores de desplazamiento y resistencia con los valores aceptados para el estado límite bajo consideración y se dan recomendaciones sobre el resultado de la evaluación.

A continuación se estudian con detalle las distintas etapas del procedimiento.

5.2. Resistencia de los materiales

Normalmente las resistencias de los materiales (acero y concreto) que se consideran en un proyecto nuevo son conservadoras. Sin embargo, para fines de evaluación sísmica de puentes existentes, se deben adoptar valores menos conservadores, es decir, valores probables que reflejen una resistencia más real, ya que el objetivo de la evaluación es obtener la mejor estimación posible del desempeño del puente. Cuando sea posible, la resistencia del material se debe tomar de resultados de pruebas obtenidas directamente de la estructura, por ejemplo, pruebas de compresión en corazones de concreto extraídos del puente en estudio, así como muestras representativas del acero. También pueden emplearse pruebas indirectas como el uso del esclerómetro para estimar el valor de f'_c y el pachómetro para definir la posición del acero de refuerzo.

Cuando no sea posible obtener la resistencia directamente del puente, se puede estimar la resistencia mediante los valores de proyecto que se reportan en los planos o memorias de cálculo. En estos casos se sugiere incrementar la resistencia del concreto por efecto del tiempo, y considerar la reducción de resistencia debido a la diferencia entre el f'_c de proyecto y el f'_c que se obtiene en obra. Priestley propone incrementar el esfuerzo del acero y del concreto de la siguiente manera:

$$f'_{ca} = 1.5f'_c \quad 5.1$$

$$f_{ya} = 1.1f_y \quad 5.2$$

Para puentes construidos en México se propone usar el valor de $f^*_c = 0.8f'_c$. Por lo tanto se sugiere usar el valor de f'_c ya que algunos autores [Nilson, 1999] estiman que la resistencia del concreto se puede incrementar hasta un 25% debido a la edad, por lo que al combinar estos factores el f'_c será igual al de proyecto.

5.2.1. Resistencia del acero

El acero de refuerzo será modelado con una curva de esfuerzo-deformación como la que se muestra en la Fig. 5.1, la cual se forma por una parte inicial lineal hasta el punto de fluencia, una meseta y una etapa por endurecimiento en la cual el esfuerzo se incrementa con la deformación.

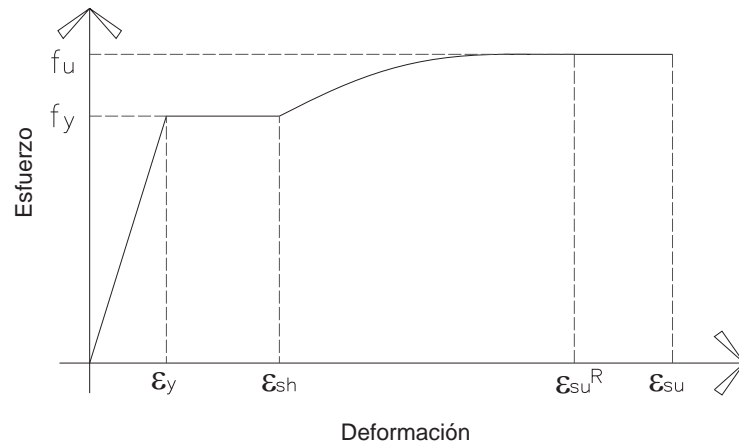


Fig. 5.1 Curva Esfuerzo-Deformación del acero (Adaptada de Caltrans, 2004)

El punto de fluencia está definido por el valor probable o esperado del esfuerzo de fluencia f_{ye} , la longitud de la meseta está en función de la resistencia del acero y del diámetro de la barra. El valor esperado del esfuerzo de fluencia es una resistencia característica que representa de mejor manera la resistencia real que el valor mínimo especificado de 4200 kg/cm^2 . Los valores específicos de la curva esfuerzo-deformación del acero se muestran en la Tabla 5.1 y Tabla 5.2

Tabla 5.1 Valores de la curva esfuerzo-deformación del acero (Adaptada de Caltrans, 2004)

| | Valor esperado | Valor nominal |
|-------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| Módulo de elasticidad | $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ | |
| Esfuerzo de fluencia | $f_{ye} = 475 \text{ Mpa}$ | $f_y = 420 \text{ Mpa}$ |
| Esfuerzo último | $f_{ue} = 655 \text{ Mpa}$ | $f_u = 550 \text{ Mpa}$ |
| Deformación de fluencia | $\epsilon_{ye} = 0.0023$ | $\epsilon_y = 0.0021$ |

Tabla 5.2 Valores de deformaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero según el diámetro de la barra (Adaptada de Caltrans, 2004)

| No. de la barra | ϵ_{su} | ϵ_{su}^R | ϵ_{sh} |
|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| No. 8 y menores | 0.120 | 0.090 | 0.0150 |
| No. 10 | 0.120 | 0.090 | 0.0125 |
| No. 12 | 0.090 | 0.060 | 0.0125 |
| No. 14 | 0.090 | 0.060 | 0.0075 |
| No. 18 | 0.090 | 0.060 | 0.0050 |

La curva de la etapa de endurecimiento puede ser modelada por una curva parábola o alguna otra relación no lineal, en este caso se utilizó la ecuación 5.3 propuesta por Burns y Siess (1962).



$$f_s = f_{ye} \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad 5.3$$

donde:

$$m = \frac{(f_{ue} / f_{ye})(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

La resistencia última será el punto donde el esfuerzo empiece a decrecer con el aumento de la deformación. Caltrans recomienda reducir la deformación última aproximadamente un 33% para disminuir la probabilidad de fractura del acero de refuerzo, en la Fig. 5.1 este valor esta indicado como ϵ_{su}^R .

5.2.2. Resistencia del concreto

En la resistencia del concreto se tiene en cuenta el efecto del confinamiento proporcionado por el acero transversal, para lo cual la curva esfuerzo-deformación se construye de acuerdo con la Fig. 5.2 [Mander et. al, 1986]

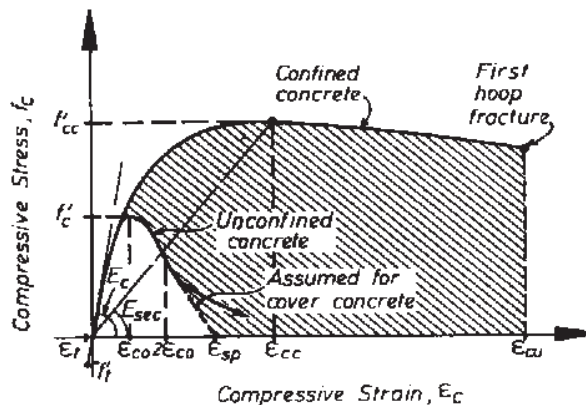


Fig. 5.2 Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado (Mander et. al, 1986)

El esfuerzo de compresión se calcula con la expresión 5.4

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad 5.4$$

Donde:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$



$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}}$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

f'_{co} es el esfuerzo de compresión del concreto simple, E_c es el módulo de elasticidad del concreto y f'_{cc} es el esfuerzo máximo calculado con la expresión 5.5 para secciones circulares.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad 5.5$$

Donde:

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e p_s f_{yh}$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - p_l} \text{ para estribos circulares}$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - p_l} \text{ para espirales}$$

p_s es el porcentaje de acero transversal, f_{yh} el esfuerzo de fluencia del acero transversal, s' la separación libre entre estribos o espirales, p_l el porcentaje de acero transversal y d_s es el diámetro de la sección medido de centro a centro.

Para secciones rectangulares el esfuerzo máximo se obtiene mediante una gráfica que involucra las relaciones de confinamiento f'_{l1}/f'_{co} y f'_{l2}/f'_{co} [Mander et. al, 1986]. f'_{l1} es el esfuerzo de confinamiento menor en dirección X o Y, y f'_{l2} el esfuerzo de confinamiento mayor en dirección X o Y, por lo que f'_{l1} y f'_{l2} serán f'_{lx} y f'_{ly} según su magnitud y se calculan con las expresiones 5.6 y 5.7

$$f'_{lx} = k_e p_x f_{hy} \quad 5.6$$

$$f'_{ly} = k_e p_y f_{hy} \quad 5.7$$

donde:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - p_l}$$



p_x y p_y son los porcentajes de acero en dirección X y Y respectivamente (Ecuaciones 5.9 y 5.10), b_c es la distancia medida perpendicularmente a la dirección Y, d_c es la distancia medida perpendicularmente a la dirección X y w_i es la separación libre entre barras longitudinales sujetas lateralmente, ya sea mediante estribos o grapas.

5.2.2.1. Deformación última del concreto

Algunos autores [Priestley et. al., 1996] recomiendan que el valor que se adopte como deformación última del concreto (ϵ_{cu}) sea de 0.005 para el caso de concreto pobremente confinado, que será empleado para fines de evaluación de pilas de puentes que se construyeron en el país con reglamentos anteriores a 1976. Esta recomendación la hacen por que en gran número de estudios previos indican que es una estimación razonablemente conservadora de la respuesta real.

En el caso de concreto bien confinado, la deformación última puede obtenerse con la expresión 5.8 propuesta por Priestley et. al. (1996), la cual es conservadora por lo menos en un 50%.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 p_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad 5.8$$

Donde:

p_s = Porcentaje de acero transversal, para secciones circulares:

$$p_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s}$$

En el caso de secciones rectangulares $p_s = p_x + p_y$

$$p_x = \frac{A_{sx}}{S d_c} \quad 5.9$$

$$p_y = \frac{A_{sy}}{S b_c} \quad 5.10$$

A_{sx} es el área total de los estribos en dirección x

A_{sy} es el área total de los estribos en dirección y

A_{sp} es el área del estribo o espiral

d_s es el diámetro del núcleo de la columna medido de centro a centro

d_c es la distancia medida perpendicularmente a la dirección x

b_c es la distancia medida perpendicularmente a la dirección y

s es la separación del estribo o espiral medido de centro a centro

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

ϵ_{su} es la deformación última del acero.



f'_{cc} es el esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado obtenido del modelo propuesto por Mander et. al. (1986). (ecuación 5.5)

La expresión anterior no tiene en cuenta la influencia de la energía de deformación almacenada en el acero longitudinal. La ecuación 5.11 [Jara, 2004] derivada del criterio de balance de energía de Mander, también incluye la energía de deformación almacenada en el refuerzo longitudinal y resulta en una deformación última igual a:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{110p_s + 3.4p_l + 0.017\gamma\sqrt{f'_c}}{p_l(0.94f_{yl} + 302) - \varphi(0.015f'_c{}^2 - 1.1f'_c - 8)} \quad (f'_c \text{ y } f_{yl} \text{ en MPa)} \quad 5.11$$

Donde:

$$\gamma = 0.45 + 0.5 \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} \quad \text{Para secciones rectangulares}$$

$$\gamma = 0.45 + 0.7 \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} \quad \text{Para secciones circulares}$$

ρ_s es el porcentaje de acero transversal. En el caso de secciones rectangulares, se toma el porcentaje de la dirección en la cual se esta flexionando la sección.

ρ_l es el porcentaje de acero longitudinal.

P es la carga axial

f'_c es el esfuerzo de compresión del concreto sin confinar

A_g es el área de la sección gruesa de concreto.

La ecuación 5.8 arroja resultados conservadores comparados con los valores de la ecuación 5.11 que se aproxima mejor y con una menor dispersión a los resultados experimentales obtenidos por Mander.

Para ver la influencia en la deformación última (ε_{cu}) de la resistencia del concreto, el porcentaje de acero longitudinal y del acero transversal, se presentan la Fig. 5.3 y Fig. 5.4, obtenidas para secciones rectangulares.

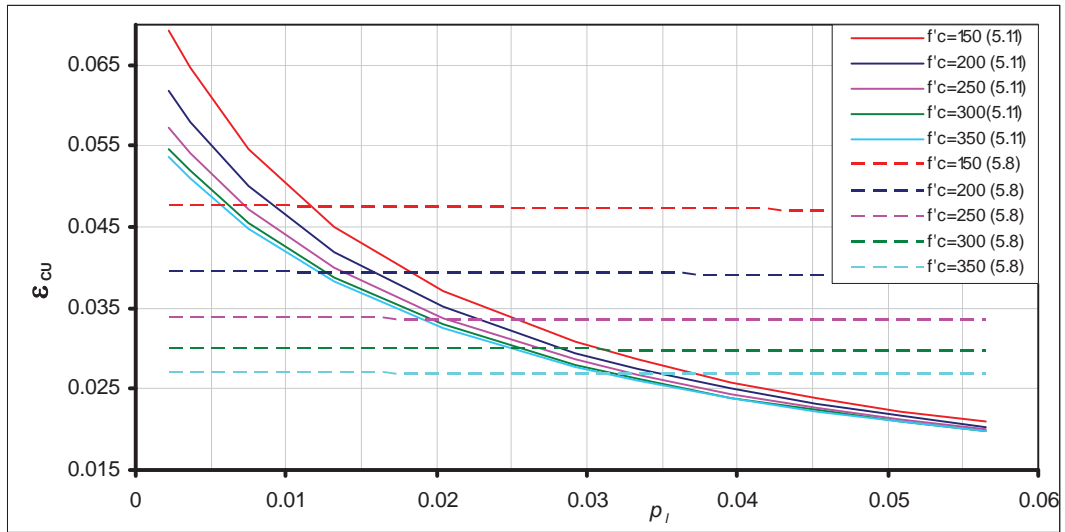


Fig. 5.3 Deformación última para diferentes cantidades de acero longitudinal

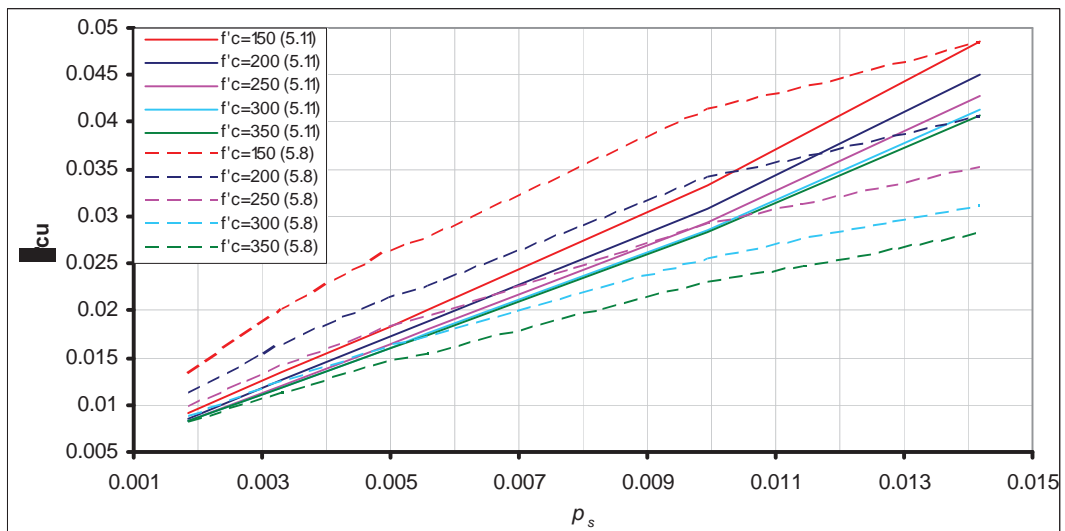


Fig. 5.4 Deformación última para diferentes cantidades de acero transversal

En ambas figuras se mantuvo $P/(f'_c * A_g) = 0.10$ que es un valor típico en pilas de puentes. En la Fig. 5.3 se mantuvo constante la cuantía de acero transversal ($p_s = 0.012$) y se consideraron diferentes esfuerzos del concreto y cuantías de acero longitudinal. Se observa que si p_l crece la capacidad de deformación ϵ_{cu} decrece si se determina con la expresión 5.11, mientras que la fórmula de Priestley no refleja la variación de ϵ_{cu} con la cantidad de refuerzo longitudinal. Por lo que respecta al esfuerzo de compresión del concreto podemos ver que con la fórmula 5.11 la deformación última del concreto varía de 0.069 a 0.0537 para f'_c de 150 a 350 kg/cm^2 para cuantías bajas ($p_l \leq 0.01$); mientras que para cuantías mayores que el 3.5% el efecto de la resistencia del concreto puede



despreciarse, mientras que con la fórmula de Priestley se observa que se presentan diferencias entre concretos $f'_c = 150$ y de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ del 21 % y del 11% para resistencias mayores.

Los valores de ϵ_{cu} con la ecuación de Priestley son conservadores con respecto a los generados por la expresión 5.11 pero sólo para cuantías de acero longitudinal bajas, para cuantías mayores que 2.5% la ecuación 5.11 da valores menores, aunque este porcentaje de acero es inusual en la práctica de puentes en México.

En la Fig. 5.4 se mantuvo constante el porcentaje de acero longitudinal ($p_l = 0.011$) y se estudió el comportamiento de f'_c y el efecto de confinamiento proporcionado por la cuantía transversal p_s . ϵ_{cu} aumenta conforme aumenta p_s lo cual es lógico debido al esfuerzo de confinamiento. La fórmula de Priestley da valores mayores que la fórmula 5.11 para f'_c bajos ($f'_c \leq 200 \text{ kg/cm}^2$), sin embargo para resistencias típicas de pilas de puentes ($f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$), la fórmula 5.11 da valores de ϵ_{cu} mayores que la expresión de Priestley, particularmente para cuantías de acero transversal altas. Para cuantías bajas el f'_c tiene poca influencia en la variación de ϵ_{cu} para ambas expresiones y conforme aumenta p_s también aumenta la influencia de f'_c .

5.3. Obtención de los diagramas momento-curvatura ($M - \varphi$) y momento-rotación ($M - \phi$)

La curvatura se define como la rotación en una longitud unitaria y se puede obtener por medio de la siguiente relación:

$$\varphi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad 5.12$$

Donde ϵ_{cm} es la deformación del concreto y kd la profundidad del eje neutro.

Las hipótesis que se adoptan para el cálculo de la curvatura son las hipótesis básicas de la flexión:

- Las secciones planas antes de la flexión, permanecen planas después de ella.
- No hay corrimiento del acero respecto al concreto que lo rodea.
- Se desprecia la resistencia a tensión del concreto.
- Se conoce las relaciones esfuerzo-deformación del acero y del concreto (secciones 5.2.1 y 5.2.2)

No se emplea $\epsilon_{cu} = 0.003$, si no la deformación máxima del concreto que se considera es la dada por la expresión 5.11 [Jara, 2004] o la de Priestley (ecuación 5.8).

Tampoco se emplea el bloque equivalente de esfuerzos ya que la fuerza de compresión de su resultante se determina con base en la deformación máxima y kd propuestos.

En general se pueden considerar cuatro partes bien definidas en la relación Momento-Curvatura:

- Una línea recta hasta el momento de agrietamiento
- Una línea aproximadamente recta, de menor pendiente que la anterior, hasta alcanzar el momento que se genera por la fluencia del acero en tensión
- Una línea con poca pendiente que se produce como consecuencia del aumento del brazo de palanca y por el endurecimiento por deformación del acero, que genera un aumento del momento resistente con importantes incrementos de la curvatura.
- Una línea que une el momento último con el momento residual.

Se elaboró un programa en lenguaje Fortran para el cálculo de las curva Momento-Curvatura y Momento-Rotación. El programa toma las relaciones esfuerzo-deformación definidas en los incisos 5.2.1 y 5.2.2 con la opción de proporcionarle valores nominales o esperados en la curva esfuerzo-deformación del acero.

El procedimiento que se desarrolló se describe a continuación y en el apéndice B se proporciona el diagrama de flujo.

Se fija el valor del incremento de ϵ_{cm} que será el valor de la deformación última ϵ_{cu} dividido entre el número de puntos que se deseen de la curva. Se propone una variación de la profundidad del eje neutro y para cada valor de ϵ_{cu} se calcula las deformaciones del acero para los distintos lechos $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots$. Se encuentran los esfuerzos que corresponden a esas deformaciones empleando las curvas esfuerzo-deformación indicadas y después la fuerza del acero (ver Fig. 5.5).

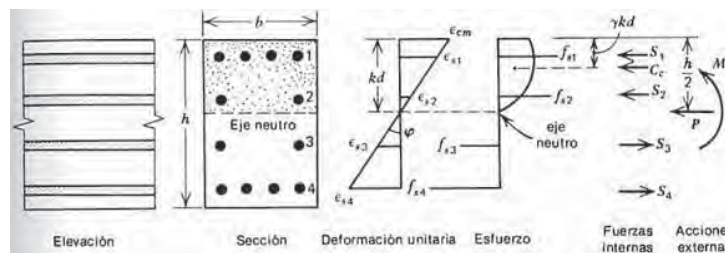


Fig. 5.5 Sección con esfuerzos, deformación y distribución de fuerzas (Tomada de R. Park y T. Pauly, 1975)

La fuerza de compresión del concreto C_c se encuentra con la expresión 5.13 y su posición se localiza a una distancia γkd de la fibra extrema a compresión como se observa en la Fig. 5.5

$$C_c = \alpha f'_{cc} bkd \tag{5.13}$$

Donde f'_{cc} es el esfuerzo máximo a compresión, b es la base de la sección y kd la profundidad del eje neutro. Los factores α del esfuerzo medio y γ del centroide para cualquier deformación ε_{cm} , se determinan con las ecuaciones 5.14 y 5.15 respectivamente

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f'_{cc} \varepsilon_{cm}} \quad 5.14$$

$$\alpha = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c f_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c} \quad 5.15$$

La integral $\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c$ representa el área bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto (Fig. 5.6) y el programa la realiza mediante incrementos de deformación. Si no se llega al equilibrio de fuerzas con el kd propuesto, se incrementa este valor hasta encontrar el valor adecuado con el cual la sección este en equilibrio. Debe verificarse que el acero no llegue a su deformación última.

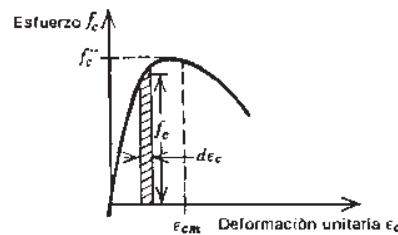


Fig. 5.6 Concreto en compresión (Tomada de R. Park y T. Pauly, 1975)

El procedimiento anterior se repite para los diferentes ε_{cm} que se van generando hasta llegar a la deformación última del concreto o del acero.

Para la evaluación de la capacidad sísmica de un puente se identifican cuatro tipos de elementos de acuerdo con los datos de campo, de proyecto y/o del año de construcción del puente:

- Confinados y diseñados de acuerdo con las normas actuales
- No confinados y sin problemas de traslapes
- Confinados con problemas de traslapes
- No confinados y con traslapes en la zona de articulaciones plásticas

Para los cuatro tipos de secciones se sigue el procedimiento descrito anteriormente pero las deformaciones últimas varían dependiendo del tipo de caso.

Para los elementos no confinados y sin problemas de traslape la deformación última del concreto se considera de 0.005 [Priestley et. al., 1996] y el confinamiento efectivo k_e aplicado en el modelo de Mander es 0, resultando $f'_{cc} = f'_c$ y $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$

El momento residual es el que finalmente estabiliza al elemento antes de su falla total. Para secciones donde el refuerzo transversal no proporciona un adecuado confinamiento, el momento residual es producido por la fuerza de compresión axial en la zona de compresión que no ha fallado, sin tomar en cuenta la contribución del refuerzo longitudinal, pues existe la posibilidad de que haya pandeo.

El momento residual se calcula con las expresiones 5.16 y 5.17 para secciones rectangulares y circulares respectivamente.

$$M_r = P \left(\frac{h' - kd}{2} \right) \quad 5.16$$

$$M_r = P \left(\frac{D'}{2} - x \right) \quad 5.17$$

Donde

$$P = 0.85 f_c A_c$$

h' y D' son las dimensiones del núcleo de concreto, A_c es el área de la zona a compresión, kd es la profundidad del eje neutro correspondiente al momento último de la sección, x es el centroide de la zona de compresión y f_c es el esfuerzo del concreto correspondiente a la deformación última que haya presentado la sección (Fig. 5.7).

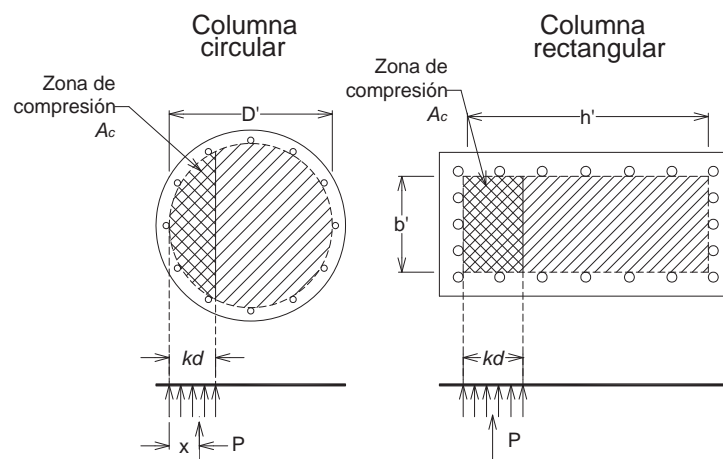


Fig. 5.7 Zona de compresión en el momento residual de las columnas (Adaptada de Priestley et. al, 1996)

Para que se produzca la falla en las secciones con problemas de traslape se necesita que se desarrollen una serie de superficies de fractura perpendiculares a la superficie de la columna como las que se muestran en la Fig. 5.8. Estas fracturas provocan un deslizamiento de las barras (Fig. 5.9) generando así una superficie de falla radial y paralela a la superficie de la columna. Se forma entonces un bloque de concreto de una longitud l_s igual a la superficie de traslape y un perímetro p asociado con cada barra. Si suponemos que la resistencia al deslizamiento la soporta un puntal diagonal a 45° entre deformaciones de barras adyacentes [Priestley et. al, 1996, Fig. 5.9], la fuerza de tensión transversal es igual a la resistencia longitudinal, entonces T_b es la fuerza máxima que se puede transferir sin la contribución del acero transversal.

Si T_b es menor que la fuerza de fluencia de la barra, la sección no es capaz de desarrollar su resistencia a flexión entonces el momento máximo de la sección es el que corresponde al esfuerzo máximo de tensión que pueda desarrollar y este será el dado por la expresión 5.18 [Priestley et. al 1996]

$$f_s = \frac{f_t p l_s}{A_b} \tag{5.18}$$

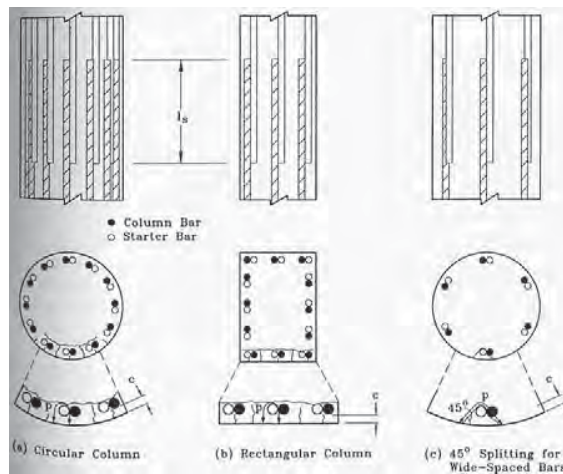


Fig. 5.8 Traslapes de barras longitudinales en columnas (Tomada de Priestley et. al, 1996)

En la expresión 5.18 f_t es el esfuerzo a tensión del concreto $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ en Mpa, l_s la longitud de traslape, A_b es el área de una barra longitudinal y p es un perímetro asociado a cada barra (Fig. 5.8).

El perímetro p se obtiene con las expresiones 5.19 y 5.20 para secciones rectangulares y circulares respectivamente

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \tag{5.19}$$

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad 5.20$$

Donde n es el número de barras longitudinales, d_b es el diámetro de las barras longitudinales, c es el recubrimiento, D' es el diámetro del núcleo de concreto y s es el espaciamiento promedio entre las barras traslapadas.



Fig. 5.9 Transferencia de fuerza entre barras

Cuando la expresión 5.18 indique que el refuerzo en la zona de traslape si alcanza la fluencia es probable que la resistencia a flexión del traslape se degrade bajo cargas cíclicas a bajos niveles de ductilidad debido a que la resistencia a tensión del concreto en las zonas de traslapes disminuye por la respuesta cíclica debido a que el esfuerzo del concreto cambia a un esfuerzo de compresión. Si $\varepsilon_c = 0.002$ se desarrollan micro grietas longitudinales reduciendo la capacidad del concreto a compresión y de una manera más significativa la resistencia a tensión. Por lo anterior se decidió que en este caso la curva Momento-Curvatura se limitara a una deformación del concreto de 0.002

Las secciones con problemas de traslape también presentan un momento residual. Además de tomar la fuerza de compresión que aporta el concreto, se toma en cuenta la contribución del acero longitudinal si es que la zona de traslape esta adecuadamente confinada por el refuerzo transversal.

Si el porcentaje de refuerzo transversal es mayor que el calculado con la expresión 5.21 se considera que la sección esta bien confinado en la zona de traslape.

$$p_h = \frac{1.4A_b f_s}{\rho l_s f_{sh}} \quad 5.21$$

Donde A_b es el área de una barra longitudinal, f_s es el máximo esfuerzo que una barra puede transferir por lo que se esta tomando $f_s = f_y$, f_{sh} el esfuerzo máximo de tensión del refuerzo transversal y será igual a $f_{sh} = 0.0015E_s$. Para cantidades menores de



refuerzo transversal se hace una interpolación lineal entre el momento residual de una sección sin confinar y una sección bien confinada.

5.3.1. Resistencia a cortante

Hay ocasiones en que la columna no desarrolla toda su capacidad a flexión por que presenta una falla prematura a cortante. Esta falla puede darse cuando la columna es corta, cuando el acero transversal es insuficiente o por la sobrerresistencia a flexión. La resistencia a cortante se calculó tomando en cuenta la contribución del concreto, acero transversal y carga axial mediante la expresión 5.22 [Priestley et. al, 1996]

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad 5.22$$

Donde:

$$V_c = k \sqrt{f'_c} 0.80 A_g \quad 5.22a$$

$$V_s = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi A_h f_y D' \cot 30}{2s} \quad \text{columnas circulares} \\ \frac{A_v f_y \cot 30}{s} \quad \text{columnas rectangulares} \end{array} \right\} \quad 5.22b$$

$$V_p = P \tan \alpha \quad 5.22c$$

A_g es el área de la sección gruesa

k es el factor que depende de la ductilidad por curvatura obtenido de la Fig. 5. 10

D' es el diámetro del núcleo de concreto (Fig. 5.7)

A_h es el área de una barra del refuerzo por cortante

A_v es el área del refuerzo transversal en una capa y en la dirección en donde esta aplicada la fuerza cortante

s es la separación del refuerzo transversal

α es el ángulo que se forma entre el centroide de la zona de compresión por flexión y el punto de aplicación de la carga axial

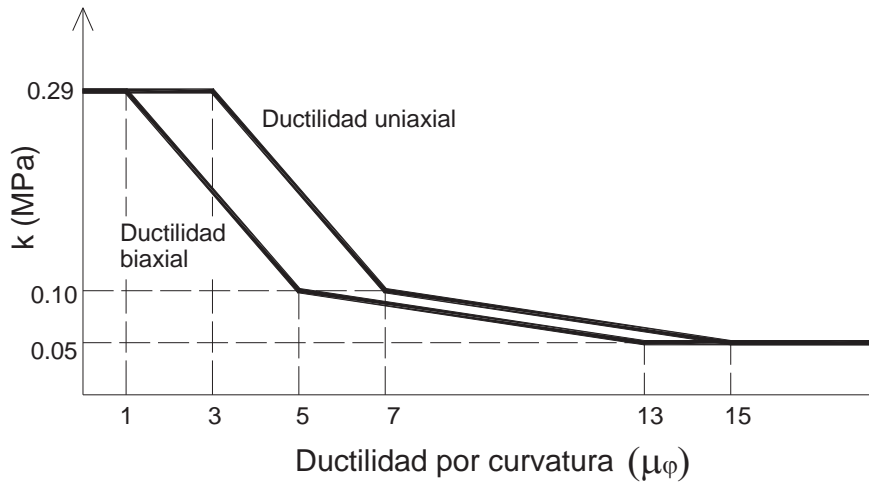


Fig. 5.10 Factor k para columnas

La Fig. 5.11 muestra la grafica $M - \phi$ en la que se produce una falla prematura por cortante. Como se observa, cuando la columna llega a una $\phi = 0.00011$ rad/cm, se alcanza la capacidad por cortante, provocando la falla del elemento.

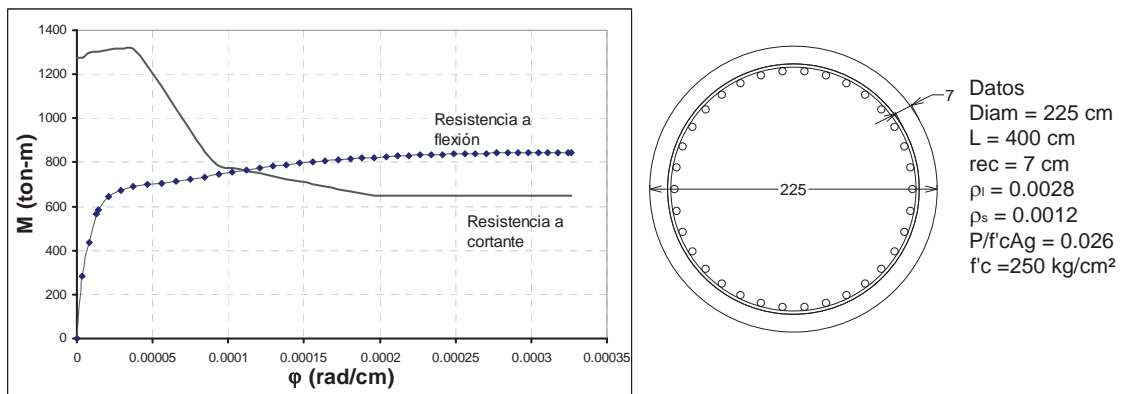


Fig. 5.11 Falla prematura por cortante

5.3.2. Parámetros que afectan la curvatura plástica

La capacidad de rotación plástica (ϕ_p) de un miembro depende de la geometría de la sección así como de la distribución y de la cantidad de acero longitudinal y transversal que tenga en la zona de la articulación plástica.

La curvatura plástica (ϕ_p) se calcula como la diferencia entre la curvatura última (ϕ_u) y la curvatura de fluencia (ϕ_y).

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \tag{5.23}$$



La curvatura última es la correspondiente a la deformación última del concreto ε_{cu} y la curvatura de fluencia se presenta con la primera fluencia del acero longitudinal.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{kd_u} \quad 5.24$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{kd_{sy}} \quad 5.25$$

Priestley propone la siguiente expresión para evaluar la longitud de la articulación plástica

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad 5.26$$

Donde:

L es la distancia de la sección crítica de la articulación al punto de inflexión y d_{bl} es el diámetro del refuerzo longitudinal en mm.

La rotación plástica esta dada entonces por

$$\phi_p = L_p \varphi_p = L_p (\varphi_u - \varphi_y) \quad 5.27$$

Ya que la curvatura plástica es fundamental para determinar la capacidad de rotación plástica es importante analizar la influencia de las variables que intervienen en su evaluación. Los parámetros que influyen son: esfuerzo de compresión del concreto, cuantía de refuerzo transversal, cuantía de refuerzo longitudinal, carga axial y tipo de sección.

5.3.2.1. Elementos confinados

En las figuras 5.12, 5.13 y 5.14 se presentan los resultados de los análisis hechos a varias secciones variando la cuantía de acero longitudinal y manteniendo constante la cuantía de acero transversal, $p_s = 0.013$ para secciones rectangulares y $p_s = 0.006$ para secciones circulares. La deformación última utilizada fue la calculada con la fórmula 5.11 [Jara, 2004]. Las unidades en las figuras son adimensionales, ya que en el eje vertical se esta graficando el valor de la curvatura plástica multiplicada por el peralte de la sección.

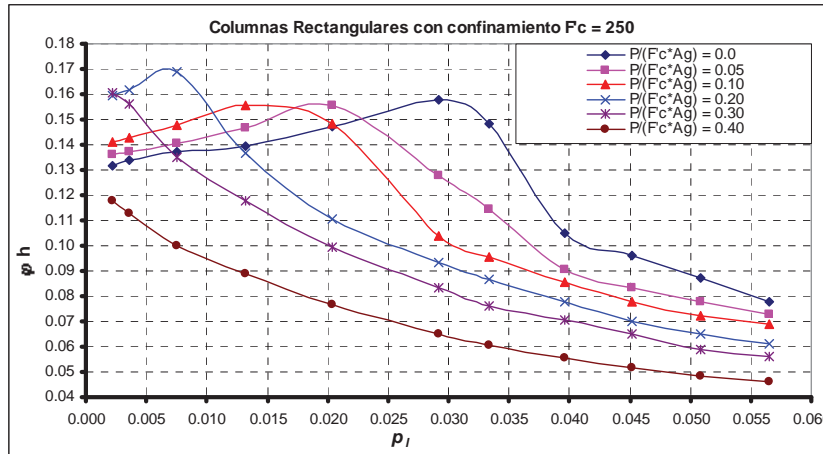


Fig. 5.12 Curvatura plástica para secciones rectangulares confinadas con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal

En todas las gráficas podemos ver que la curvatura plástica tiene una gran dependencia de la carga axial $P/(f'_c \cdot A_g)$ y de la cuantía longitudinal sobretodo para niveles de carga axial altos. Para niveles bajos de carga axial y porcentajes bajos de acero longitudinal se presenta una falla por tensión del acero ($\epsilon_s > 0.12$) y el concreto no llega a su deformación última; a medida que el porcentaje de acero aumenta, disminuye la deformación del acero a tensión y entonces la falla que se presenta es por aplastamiento del concreto, es decir, llega a su deformación última. Para niveles de carga axial altos generalmente, el concreto alcanza su deformación máxima antes de que falle el acero.

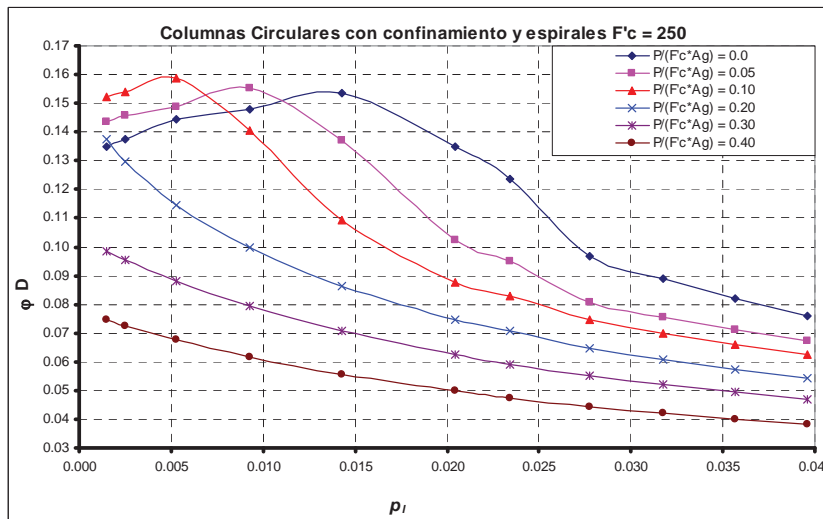


Fig. 5.13 Curvatura plástica para secciones circulares confinadas mediante espirales con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal

El comportamiento anterior hace que para niveles bajos de carga axial la curvatura plástica aumente hasta un punto donde el concreto alcance su deformación última y una vez

alcanzado este punto disminuya, es decir, los puntos de curvatura máxima son indicativos del cambio en el tipo de falla; y para niveles altos de carga axial la curvatura disminuye conforme aumenta la cuantía longitudinal ya que a pesar de tener bajo porcentaje de acero el concreto alcanza su deformación última.

Hablando específicamente de columnas circulares observamos que el hecho de que unas estén confiadas con estribos y otras con espirales afecta poco a la curvatura plástica, cuando se aplica el modelo de Mander.

En la Fig. 5.15 se analizó el efecto del f'_c , para valores de 250 y 300 kg/cm^2 que son las resistencia comunes para pilas de puentes. Podemos ver que el esfuerzo de compresión del concreto no es un factor muy importante en la curvatura plástica para niveles de carga axial bajos $P/(f'_c \cdot A_g) = 0.05$. Para niveles de carga axial altos el aumento del f'_c hace que la curvatura plástica disminuya notándose más ese efecto en las secciones rectangulares que circulares.

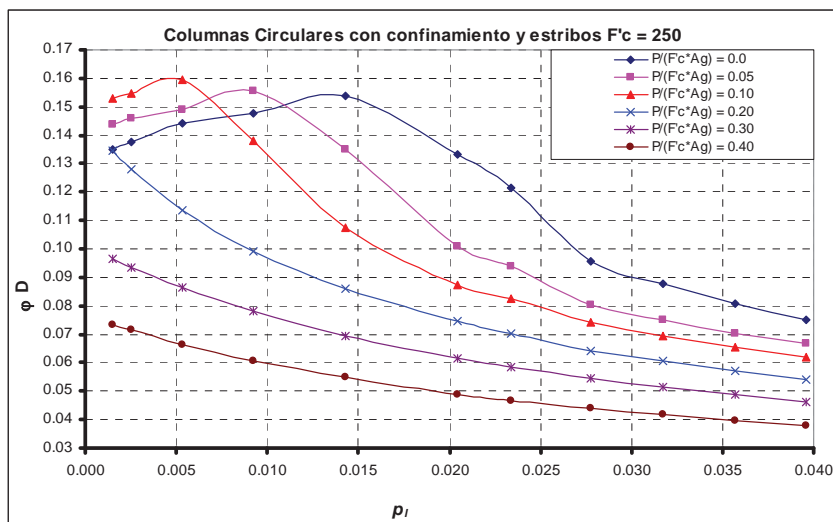


Fig. 5.14 Curvatura plástica para secciones circulares confinadas mediante estribos circulares con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal

En la Fig. 5.16 y Fig. 5.17 se mantuvo constante la cuantía de acero longitudinal $\rho_l = 0.011$ en secciones rectangulares y $\rho_l = 0.014$ en columnas circulares. Se observa nuevamente una gran dependencia de la curvatura plástica con la cuantía transversal y con los niveles de carga axial. Para una carga axial baja se presenta una falla por aplastamiento del concreto ocasionada por la flexión y la curvatura plástica aumenta hasta un punto donde el modo de falla cambia llegando primero el acero a su deformación última, a partir de ese punto la curvatura plástica se mantiene casi constante.

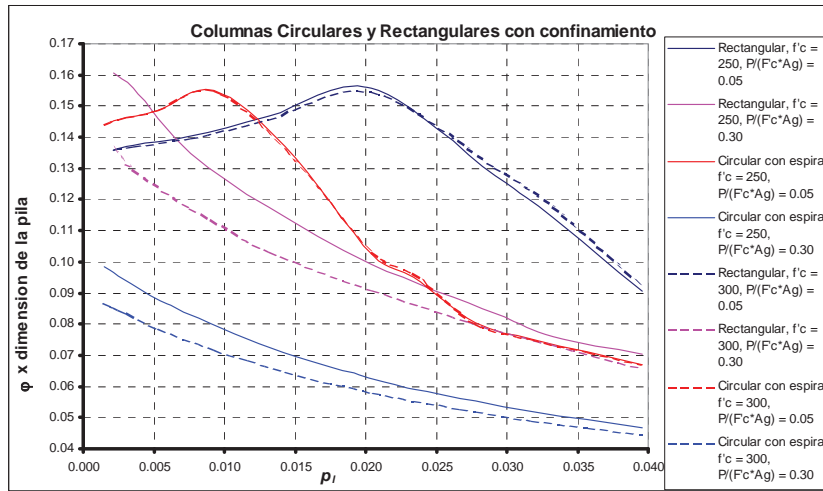


Fig. 5.15 Curvatura plástica para diferentes secciones confinadas con diferentes f'_c y porcentaje de carga axial

En el caso de niveles de carga axial altos no sigue el mismo comportamiento, ya que es difícil que el acero llegue a su deformación última y se alcanza primero la deformación última del concreto por lo que la curvatura plástica aumenta conforme aumenta la cuantía de acero transversal.

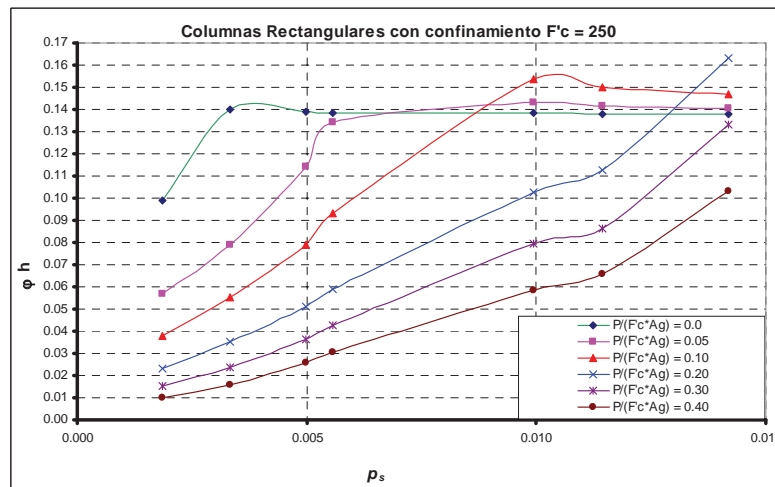


Fig. 5.16 Curvatura plástica para secciones rectangulares confinadas con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo transversal

En cuanto al f'_c se observó que tiene el mismo comportamiento que en la Fig. 5.15, afecta sólo la ϕ_p para porcentajes de carga axial altos y cuantías bajas, tanto de acero transversal como longitudinal.

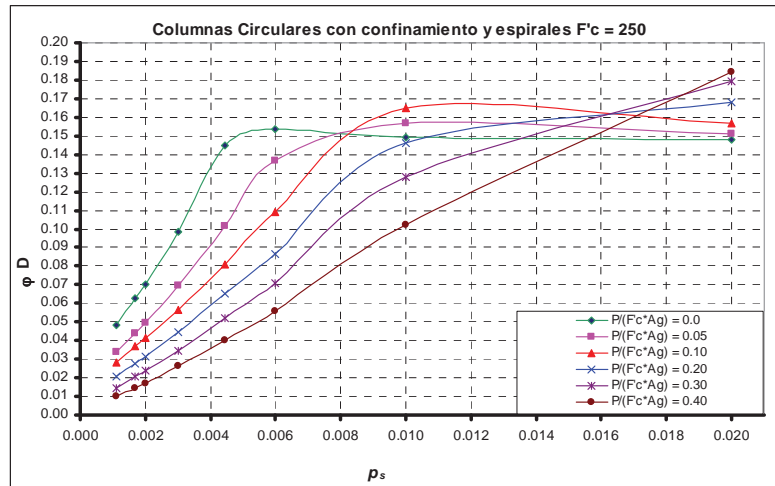


Fig. 5.17 Curvatura plástica para secciones circulares confinadas con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo transversal

5.3.2.2. Elementos no confinados

Para este tipo de elementos se consideró una deformación última del concreto de 0.005 [Priestley et. al, 1996] y la cuantía transversal se mantuvo constante de $\rho_s = 0.014$ para secciones rectangulares y $\rho_s = 0.006$ para secciones circulares.

Como ϵ_{cu} se está limitando a 0.005 en todos los casos se presentó una falla por aplastamiento del concreto. En la Fig. 5. 18 y Fig. 5.19 se observa que la relación de carga axial es un parámetro muy importante pues reduce considerablemente la curvatura plástica sobretodo para cuantías baja de acero. El refuerzo longitudinal también afecta de manera significativa disminuyendo la curvatura plástica con forme aumenta la cantidad de acero.

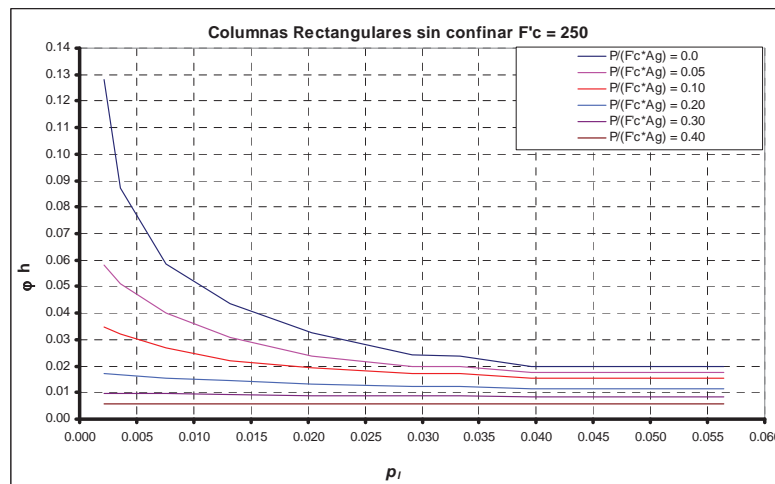


Fig. 5. 18 Curvatura plástica para secciones rectangulares sin confinar con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal

El esfuerzo de compresión del acero afecta poco la curvatura plástica y de una manera casi constante para las diferentes variaciones de p_l ; este parámetro hace que la curvatura aumente conforme aumenta f'_c y este efecto es más visible en secciones circulares.

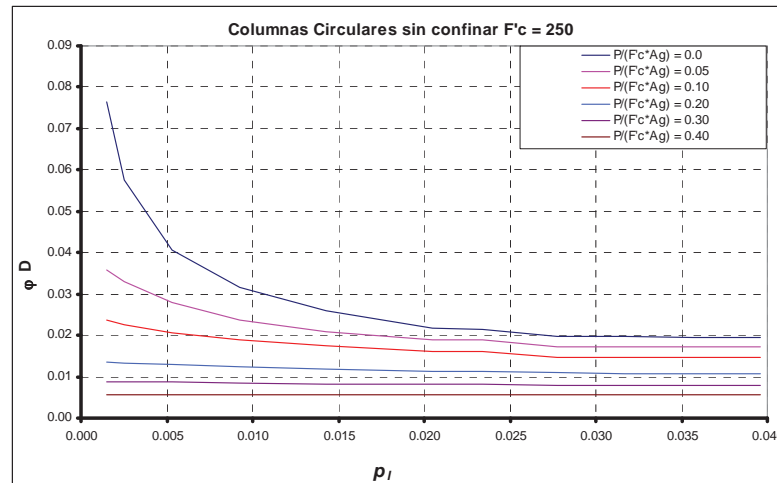


Fig. 5.19 Curvatura plástica para secciones circulares sin confinar con diferentes porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal

En el caso de elementos no confinados la curvatura plástica no depende de la cantidad de acero transversal, ya que el efecto de confinamiento que produce este acero no se activa por que la falla ocurre antes.

En cuanto a la curvatura de fluencia, Priestley (1996) establece que depende principalmente de la deformación de fluencia del acero (ε_y) y que no presenta variación significativa con respecto a la variación de la carga axial y del porcentaje de refuerzo y propone las siguientes expresiones para columnas circulares y rectangulares.

$$\varphi_y D = 2.45 \varepsilon_y \pm 15\% \quad 5.28$$

$$\varphi_y h = 2.14 \varepsilon_y \pm 15\% \quad 5.29$$

De acuerdo con los resultados obtenidos y hablando específicamente de secciones no confinadas, podemos ver en la Fig. 5.20 y Fig. 5.21 que la curvatura presenta variaciones significativas con la relación $P/(f'_c * A_g)$ y el refuerzo longitudinal. La φ_y aumenta conforme aumenta p_l , de igual manera, entre mayor sea la relación $P/(f'_c * A_g)$ mayor será la curvatura de fluencia. También se analizó la influencia de f'_c y se concluye que su contribución es menor en un orden de magnitud aproximada y puede despreciarse.

Por lo anterior se propone una expresión alternativa a 5.28 y 5.29, obtenida al ajustar las curvas de la Fig. 5.20 a una línea recta, para la cual se obtiene un coeficiente de determinación $R^2 = 0.96$ para la expresión 5.30 y $R^2 = 0.97$ para la expresión 5.31

$$\varphi_y h = 2.084 \times 10^{-3} + \frac{4.865 \times 10^{-3} P}{f'_c A_g} + 9.804 \times 10^{-3} p_l \tag{5.30}$$

$$\varphi_y D = 2.909 \times 10^{-3} + \frac{4.804 \times 10^{-3} P}{f'_c A_g} + 1.072 \times 10^{-2} p_l \tag{5.31}$$

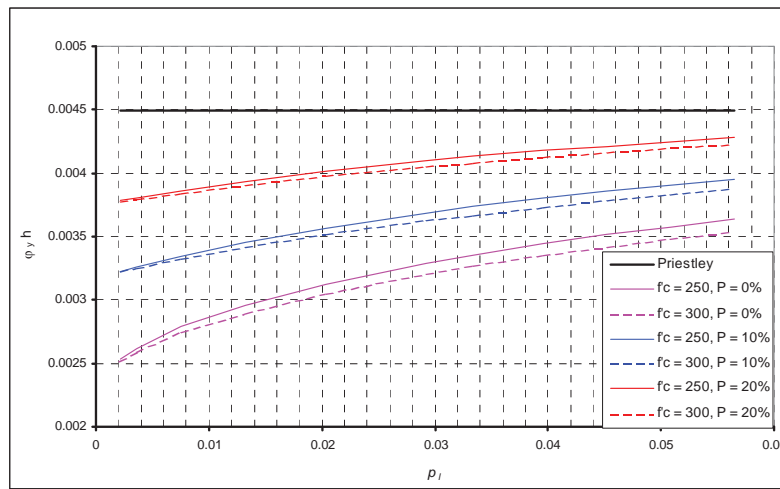


Fig. 5.20 Curvatura de fluencia para secciones rectangulares para diferentes cuantías longitudinales y f'_c de 250 y 300 kg/cm^2

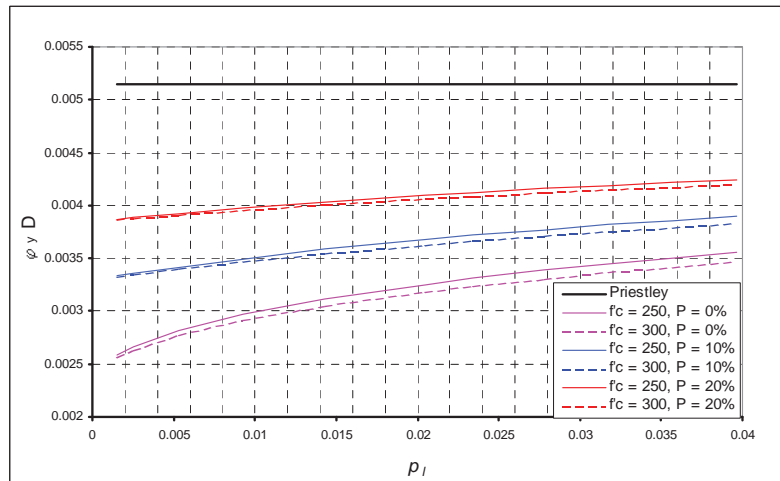


Fig. 5.21 Curvatura de fluencia para secciones circulares para diferentes cuantías longitudinales y f'_c de 250 y 300 kg/cm^2

5.3.2.3. Efectos de la relación de aspecto en la ductilidad

Con el fin de observar el efecto de la relación de aspecto en la curvatura se obtuvieron los diagramas Momento-Curvatura para relaciones de $h/b = 1, 1.666, 2.4$ y sección circular. En todas las secciones se mantuvo constante el área, $p_s = 0.013$, $p_l = 0.02$, $P/f'_c A_g = 0.10$. Las ductilidades obtenidas se presentan en la Tabla 5.3 y las figuras 5.22, 5.23, 5.24 y 5.25 muestra las relaciones Momento-Curvatura. En las secciones con traslapes se presentan dos casos: cuando $T_b \geq f_y$ y $T_b < f_y$ (sección 5.3)

Para secciones confinadas y sin problemas de traslape la ductilidad disminuye conforme aumenta la relación h/b y el momento último se ve afectado de manera inversa que la ductilidad, es decir, aumenta si h/b aumenta.

Tabla 5.3 Ductilidad por curvatura para diferentes relaciones de aspecto

| Relación de aspecto | Tipo de sección | Φ_y | Φ_u | $\mu\Phi$ | Mu (ton-m) |
|---------------------|------------------------------|----------|----------|-----------|------------|
| 1 | Confinada | 4.8E-05 | 2.1E-03 | 42.8 | 204.5 |
| | No confinada | 4.8E-05 | 2.7E-04 | 5.6 | 158.7 |
| | Con traslapes confinada | 4.8E-05 | 8.9E-05 | 1.8 | 154.5 |
| | | 4.8E-05 | 4.1E-05 | 0.9 | 120.0 |
| | Con traslapes y sin confinar | 4.8E-05 | 9.1E-05 | 1.9 | 154.7 |
| | | 4.8E-05 | 4.1E-05 | 0.9 | 121.0 |
| 1.6666 | Confinada | 3.6E-05 | 1.5E-03 | 41.9 | 268.3 |
| | No confinada | 3.6E-05 | 2.1E-04 | 5.9 | 209.4 |
| | Con traslapes confinada | 3.6E-05 | 7.1E-05 | 2.0 | 204.7 |
| | | 3.6E-05 | 3.1E-05 | 0.8 | 156.7 |
| | Con traslapes y sin confinar | 3.6E-05 | 7.3E-05 | 2.0 | 205.0 |
| | | 3.6E-05 | 3.1E-05 | 0.9 | 160.9 |
| 2.4 | Confinada | 3.0E-05 | 1.1E-03 | 38.0 | 317.0 |
| | No confinada | 2.9E-05 | 1.8E-04 | 6.1 | 254.7 |
| | Con traslapes confinada | 3.0E-05 | 6.0E-05 | 2.0 | 249.2 |
| | | 3.0E-05 | 2.5E-05 | 0.8 | 190.1 |
| | Con traslapes y sin confinar | 2.9E-05 | 6.1E-05 | 2.1 | 249.9 |
| | | 2.9E-05 | 2.5E-05 | 0.8 | 191.5 |
| Circulares | Confinada | 4.3E-05 | 2.1E-03 | 48.5 | 209.8 |
| | No confinada | 4.3E-05 | 1.9E-04 | 4.4 | 156.3 |
| | Con traslapes confinada | 4.3E-05 | 6.8E-05 | 1.6 | 150.0 |
| | | 4.3E-05 | 3.7E-05 | 0.8 | 109.9 |
| | Con traslapes y sin confinar | 4.3E-05 | 6.8E-05 | 1.6 | 149.3 |
| | | 4.3E-05 | 3.6E-05 | 0.8 | 110.9 |

En la Fig. 5. 23 se observa un comportamiento parecido al descrito anteriormente, pero analizando los valores de la Tabla 5.3 vemos que la ductilidad aumenta si aumenta la relación h/b debido a que la curvatura de fluencia disminuye y la curvatura última presenta muy poca variación para los diferentes valores de h/b .

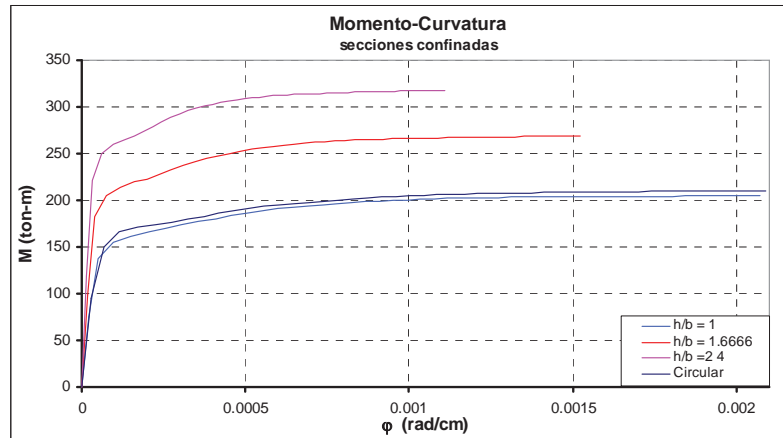


Fig. 5.22 Momento-Curvatura de secciones bien confinadas

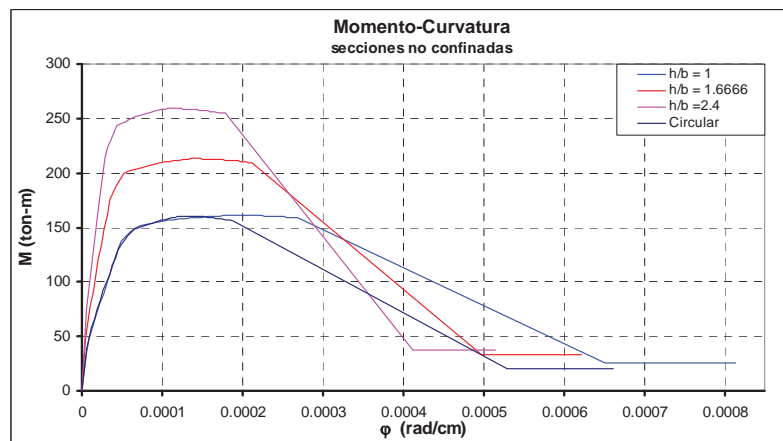


Fig. 5.23 Momento-Curvatura de secciones no confinadas

En todos los casos de secciones traslapadas ocurre el mismo fenómeno que en secciones no confinadas, tanto la curvatura última como la de fluencia disminuyen conforme crece h/b pero la variación en ϕ_u es menor que la variación que presenta ϕ_y lo que hace que la ductilidad por curvatura μ_ϕ aumente ligeramente al incrementarse el valor de h/b . La sección circular presenta valores parecidos a la sección cuadrada ($h/b = 1$) la diferencia en los valores se debe al cambio de los brazos de palanca ya que el acero tiene un arreglo diferente en estas dos secciones. En todos los casos el momento último crece conforme aumenta h/b .

Otra cosa que se puede observar es que en las secciones con traslapes la ductilidad no se ve afectada con el hecho de que la sección sea confinada o no confinada. Con lo anterior podemos concluir que la relación de aspecto es un parámetro que se puede despreciar en los casos donde la sección presente problemas de traslapes.

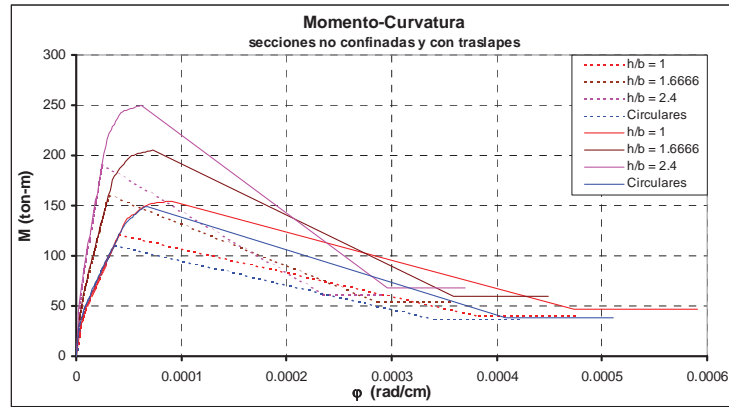


Fig. 5.24 Momento-Curvatura de secciones no confinadas y con problemas de traslape

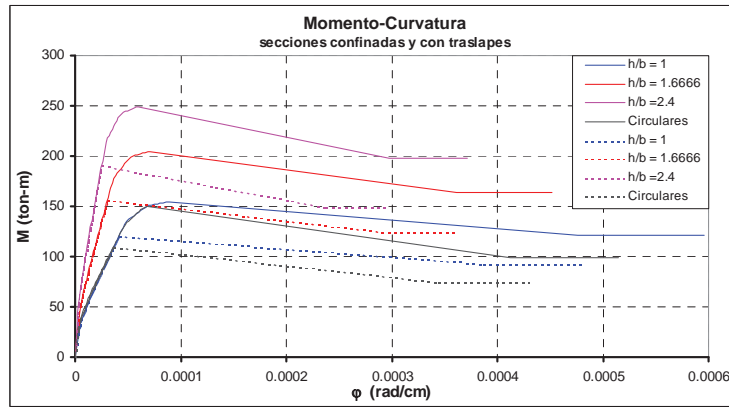


Fig. 5.25 Momento-Curvatura de secciones confinadas y con problemas de traslape

5.3.2.4. Efecto de confinamiento en la ductilidad

Se obtuvieron las curvas Momento-Curvatura para una sección rectangular y una circular, en ambas secciones se mantuvo constante $p_l = 0.02$, $P / f'_c A_g = 0.10$, $A_g = 6000\text{cm}^2$, $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$ y se varió p_s con el fin de obtener secciones con diferentes coeficientes de confinamiento k_e .

Tabla 5.4 Ductilidades para diferentes coeficientes de confinamiento

| Rectangulares | | | | Circulares | | | |
|---------------|-----------|----------|-------------|------------|-----------|----------|-------------|
| k_e | $\mu\phi$ | ρ_s | M_u (t-m) | k_e | $\mu\phi$ | ρ_s | M_u (t-m) |
| 0.58 | 43.43 | 0.0240 | 281.9 | 0.97 | 47.8 | 0.0141 | 222.1 |
| 0.48 | 35.35 | 0.0120 | 265.3 | 0.84 | 18.1 | 0.0047 | 188.6 |
| 0.39 | 21.67 | 0.0080 | 248.3 | 0.65 | 10.5 | 0.0023 | 171.3 |
| 0.30 | 17.06 | 0.0060 | 234.9 | 0.50 | 8.1 | 0.0016 | 164.2 |
| 0.23 | 14.23 | 0.0048 | 224.8 | 0.40 | 7.1 | 0.0013 | 161.8 |
| 0.16 | 12.36 | 0.0040 | 217.0 | 0.32 | 6.6 | 0.0011 | 160.8 |
| 0.0 | 5.9 | 0.0 | 209.4 | 0.00 | 4.4 | 0.0 | 163.8 |

Los valores de ductilidad y momento último para cada caso se muestran en la Tabla 5.4 y las curvas completas de Momento-Curvatura en la Fig. 5. 26 y Fig. 5. 27 para secciones rectangulares y circulares respectivamente.

En ambos casos se observa que las secciones mejor confinadas tienen mayor ductilidad y momento resistente que las secciones pobremente confinadas.

En la Fig. 5. 28 se graficó la ductilidad contra el porcentaje de acero transversal y se observa claramente que para la misma cuantía de refuerzo transversal la sección circular presenta una ductilidad mayor que una sección rectangular aunque su momento resistente sea menor (Fig. 5. 29)

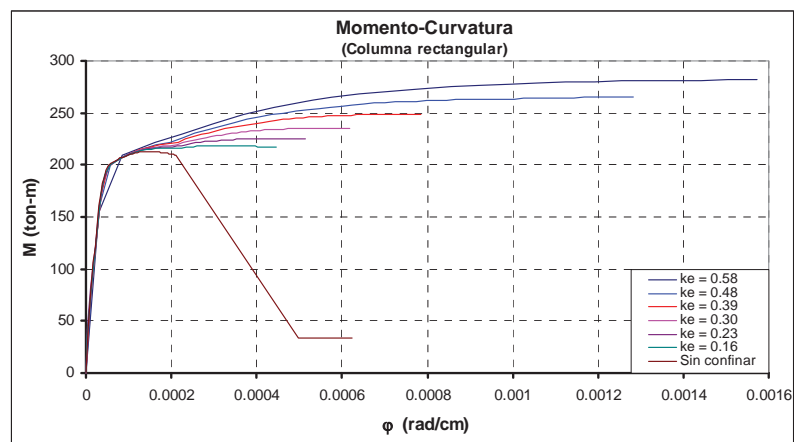


Fig. 5. 26 Momento-Curvatura para una sección rectangular con diferentes coeficientes de confinamiento

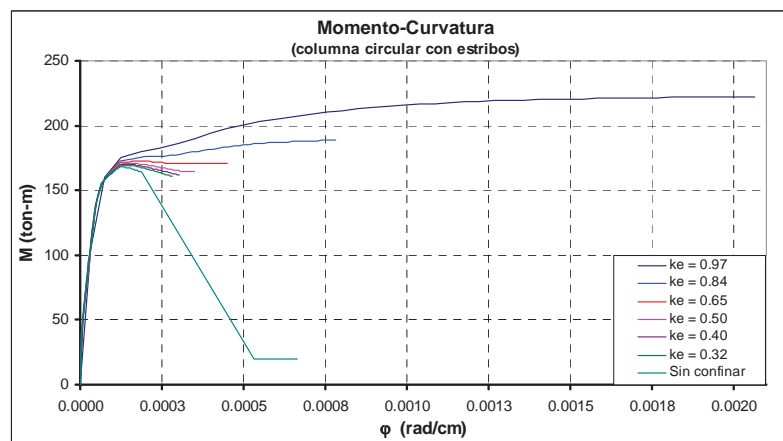


Fig. 5. 27 Momento-Curvatura para una circular con diferentes coeficientes de confinamiento

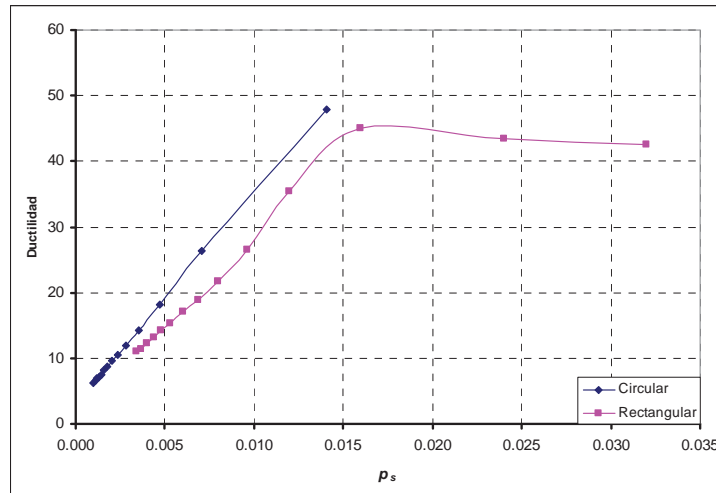


Fig. 5.28 Ductilidades para una sección rectangular y circular con diferente cuantía transversal.

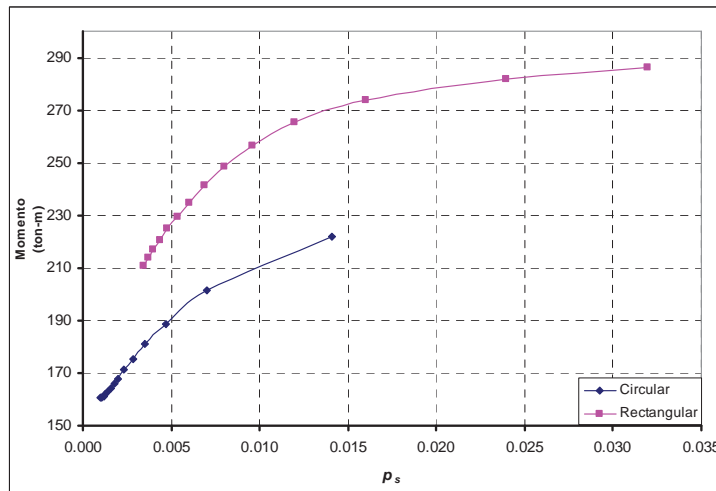


Fig. 5.29 Momento último para una sección rectangular y circular con diferente cuantía transversal.

5.3.3. Curvas idealizadas de $M - \phi$

Como ya se especificó en los incisos anteriores la relación $M - \phi$ depende de varios parámetros pero se trató de generalizar las curvas para el caso donde no se tenga con exactitud la curva $M - \phi$ tomando en cuenta las variables más importantes. En la Fig. 5.30 se dan las curvas idealizadas para diferentes porcentajes de carga axial. En esa misma figura los colores nos indica la cuantía de acero longitudinal de la sección. Las cuantías son las siguientes:

- $\rho_l = 0.005$
- $\rho_l = 0.010$



— $\rho l = 0.020$
 — $\rho l = 0.030$

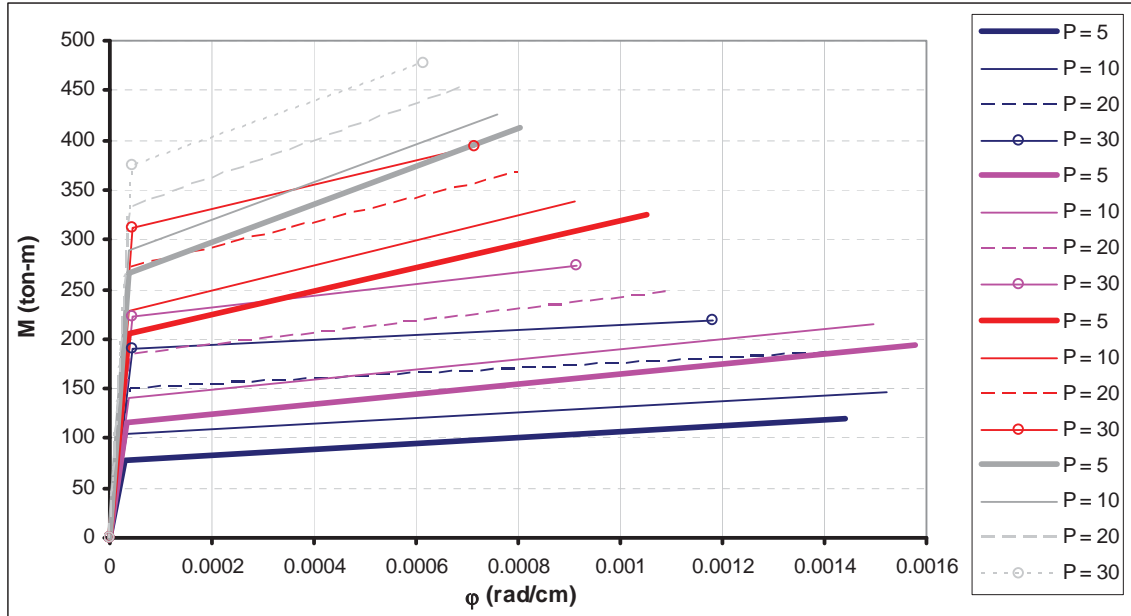


Fig. 5. 30 Curvas idealizadas de momento curvatura

Si se conoce la cuantía de acero transversal ρ_s el momento y la curvatura última se pueden afectar por los siguientes factores:

$$F_{1curv\ ultima} = 68.387\rho_s + 0.1801$$

$$F_{1momento\ ultimo} = 18.271\rho_s + 0.7809$$

Los factores anteriores son validos para $0.005 \leq \rho_s \leq 0.015$ Los valores pueden ser afectados por un segundo factor que depende de la relación de aspecto h/b , dichos factores son los siguientes:

$$F_{curv\ fluencia} = 0.1752\left(\frac{h}{b}\right)^2 - 0.961\left(\frac{h}{b}\right) + 2.1149$$

$$F_{2curv\ ultima} = 0.0855\left(\frac{h}{b}\right)^2 - 0.636\left(\frac{h}{b}\right) + 1.8226$$

$$F_{Momento\ fluencia} = -0.0482\left(\frac{h}{b}\right)^2 + 0.4784\left(\frac{h}{b}\right) + 0.3368$$

$$F_{2Momento\ ultimo} = -0.082\left(\frac{h}{b}\right)^2 + 0.5699\left(\frac{h}{b}\right) + 0.2779$$

5.4. Curva de capacidad del puente

El siguiente paso es hacer un análisis estático no lineal, comúnmente llamado “pushover”. En este análisis el modo de falla se determina a través de la formación progresiva de mecanismos de falla locales o articulaciones plásticas. Se pueden utilizar diferentes distribuciones de fuerzas de una magnitud arbitraria o unitaria que se aplica lateralmente al puente, esta fuerza se va escalando hasta que ocurre un evento. El evento consiste en un cambio de rigidez por agrietamiento, fluencia o formación de articulaciones plásticas. Con cada evento el modelo estructural del puente se va modificando para reflejar la ocurrencia del evento, ya sea con el cambio de rigidez de un miembro o la introducción de una articulación. En otras palabras el procedimiento consiste en una secuencia de análisis elásticos lineales (pasos) con un sistema estructural que cambia en cada etapa. De cada paso se obtiene un desplazamiento y una fuerza que forman parte de la curva de capacidad del puente.

El resultado del análisis estático no lineal es la curva de capacidad del sistema, representada en un plano fuerza cortante-desplazamiento, obtenida hasta alcanzar el mecanismo de colapso o deformación última del puente (Fig. 5.31).

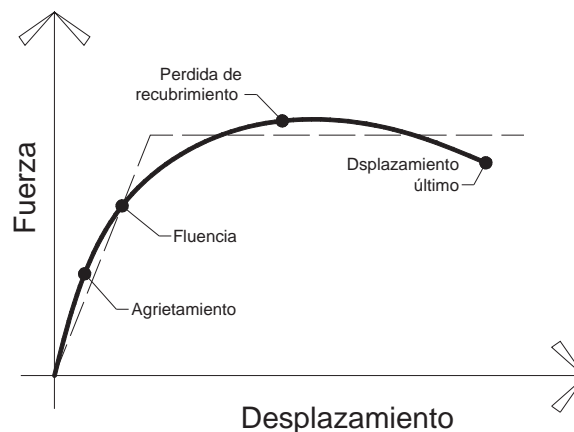


Fig. 5.31 Esquema de la curva de capacidad del puente

Así definida, la curva de capacidad de un puente está directamente relacionada con el comportamiento de sus elementos. Para fines de evaluación de la capacidad sísmica de un puente existente se pueden emplear las relaciones momento-curvatura ($M - \phi$) y momento rotación ($M - \theta$) que se obtuvieron en el inciso 5.3.3, para las distintas condiciones que llegan a encontrarse en un puente existente. Las relaciones $M - \phi$ derivadas en 5.3.2 serán las que se asignen a las articulaciones plásticas que se formen en las columnas.

En la Fig. 5.32 se presentan las curvas de capacidad de un puente con la misma geometría, pero considerando diferentes mecanismos de falla en las columnas. El puente está formado por tres pilas de diferentes alturas y diferentes porcentajes de acero longitudinal. Las tres curvas muestran un descenso escalonado, seguido por un ligero

incremento de fuerza. Las reducciones bruscas de fuerzas se producen en el momento en que las pilas agotan su capacidad de resistencia. La capacidad de deformación no se agota pues se considera que existe una capacidad remanente en las pilas hasta valores altos de deformación (ver curvas idealizadas propuestas).

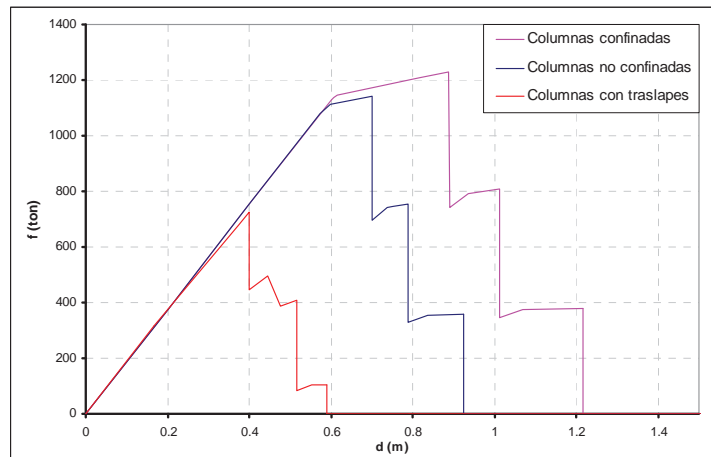


Fig. 5. 32 Curvas de capacidad de un puente para diferentes mecanismos de falla en las columnas

5.5. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (EAD)

Normalmente para diseño utilizamos espectros que nos representan la aceleración máxima del suelo, asociada a un nivel de riesgo determinado. Para fines de evaluación de la capacidad sísmica de una estructura existente, se debe de utilizar un espectro que represente un nivel de riesgo aceptable al estado límite que se este considerando y que tome en cuenta la sismicidad local. El nivel de riesgo aceptado para cada estado límite dependerá de la probabilidad de excedencia o del periodo de retorno que se adopte, así como de la importancia del puente.

Evidentemente, la mejor manera de definir los espectros EAD es a través de un estudio de peligro sísmico que tenga en cuenta la sismicidad de la región y los efectos de sitio del lugar de ubicación del puente. Sin embargo, en ausencia de dichos estudios se pueden emplear relaciones aproximadas como las que presentan Paulay y Priestley (Fig. 5. 33) que relaciona la aceleración máxima del suelo, el periodo de retorno y la sismicidad de la región.

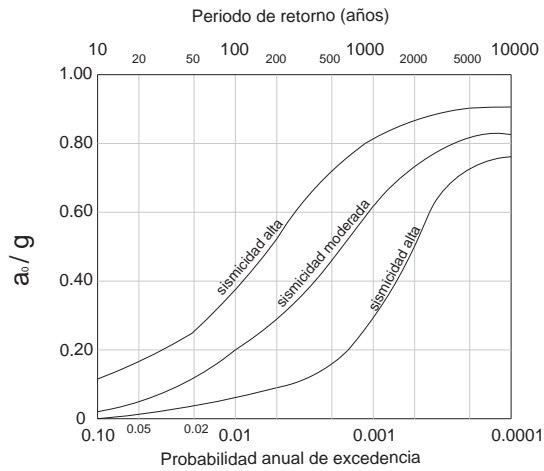


Fig. 5.33 Aceleración máxima del suelo en función del periodo de retorno y de la sismicidad del sitio (Adaptada de Priestley and Pauly, 1991)

Una vez elegida la aceleración correspondiente al nivel de riesgo adoptado, el espectro para fines de evaluación (EAD) se expresa en términos de la aceleración y el desplazamiento. Si el espectro se tiene en función del periodo podemos cambiarlo a desplazamientos con la expresión 5.32

$$s_d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 s_a g \tag{5.32}$$

Donde S_d es el desplazamiento, T el periodo, S_a es la aceleración en fracciones de gravedad y g el valor de la aceleración de la gravedad. En la Fig. 5.34 se muestra esquemáticamente un espectro aceleración desplazamiento con diferentes amortiguamientos (β) y las líneas radiales T están asociadas a diferentes periodos.

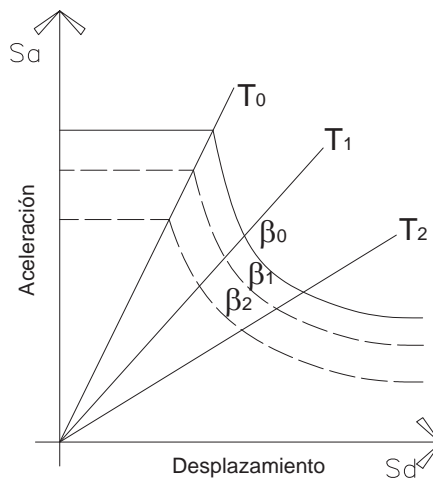


Fig. 5.34 EAD

5.6. Obtención de la demanda de aceleración y desplazamiento

Una vez definido el espectro EAD y obtenida la curva de capacidad de la estructura, se determina la relación de aceleración y desplazamiento para el sistema no lineal, considerando el nivel de amortiguamiento y la rigidez correspondientes a los niveles de deformación alcanzados por el sistema. El procedimiento consiste en los siguientes pasos:

Paso 1

Se define el desplazamiento y la aceleración de fluencia (d_y, a_y). Se selecciona un desplazamiento inicial (d_i) y la aceleración inicial correspondiente (a_i). Ver Fig. 5.35

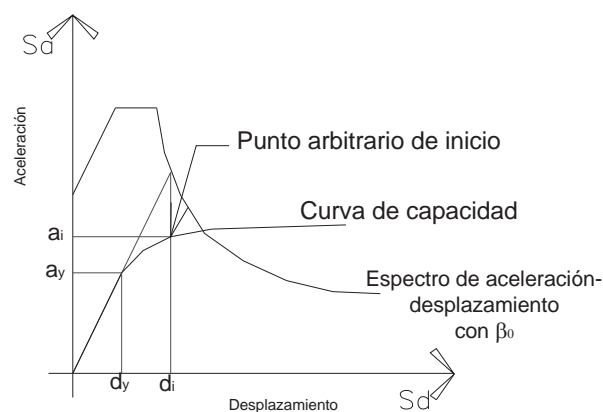


Fig. 5.35 Se define un desplazamiento inicial

Paso 2

Se obtiene el periodo inicial (T_0) con la ecuación 5.33 y con la expresión 5.34 se obtiene la ductilidad de desplazamiento

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} \quad 5.33$$

$$\mu = \frac{d_i}{d_y} \quad 5.34$$

Paso 3

Se calcula el periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para el nivel de desplazamiento supuesto, con alguna de las expresiones encontradas en la literatura. Jara (2005), Kwan y Billington (2003) y Miranda y Ruiz (2002), presentan una descripción breve de los parámetros equivalentes propuestos y de sus limitaciones. En la Fig. 5.36 se presenta la relación entre el amortiguamiento efectivo (ξ_{ef}) y la ductilidad del elemento (μ), de acuerdo con las ecuaciones propuestas por el ATC-55 (2005). Como se

aprecia en dicha figura, el amortiguamiento se incrementa desde 5% para $\mu = 1$ hasta $\xi_{ef} = 19.3\%$ para $\mu = 4$ en forma aproximadamente lineal. Posteriormente se observa una meseta hasta $\mu = 8$, es decir, no se incrementa el amortiguamiento con el desplazamiento.

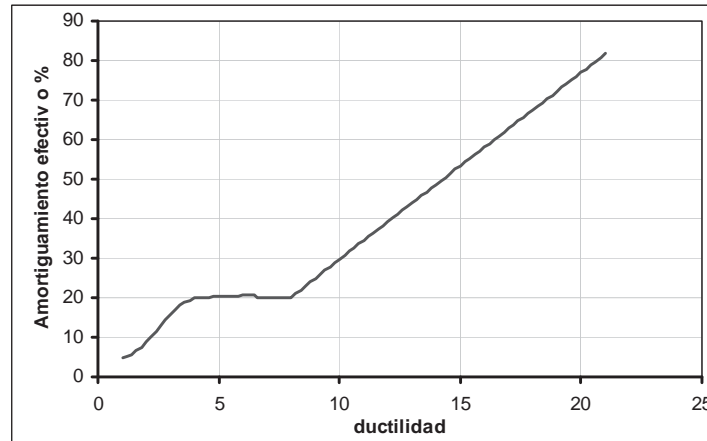


Fig. 5.36 Variación del amortiguamiento efectivo respecto a la ductilidad

Para $\mu > 8$ se observa un incremento de ξ_{ef} en una relación lineal con pendiente similar a la de la primera etapa. Este no es un comportamiento esperado entre ambas relaciones, sin embargo, para fines de la aproximación del modelo equivalente conviene estudiar el comportamiento del factor β (ecuación 5.35), que involucra el efecto del periodo efectivo y del amortiguamiento efectivo en forma conjunta [Jara, 2005].

$$\beta = \sqrt{\frac{k_0}{k_{eff}}} \frac{4}{5.6 - \ln(\xi_{eff})} \quad 5.35$$

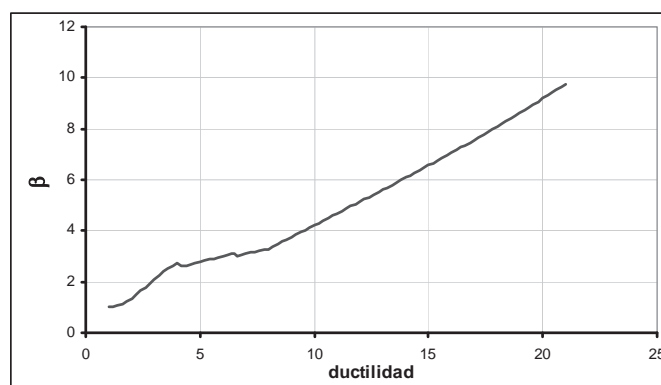


Fig. 5.37 Efecto del periodo y amortiguamiento efectivo

La Fig. 5.37 muestra la relación entre β y μ , el comportamiento es prácticamente lineal para todo el intervalo de ductilidades, con una reducción en la pendiente en el



intervalo $4.0 \leq \mu \leq 8.2$. Este comportamiento tampoco parece corresponder a la disipación de energía de un elemento de concreto [Jara, 2005].

A pesar de lo anterior y a falta de un estudio para estimar los mejores parámetros de linealización equivalente se emplean las expresiones 5.36 a 5.41 del ATC-55 (2005) para fines de mostrar el procedimiento de valuación y el ejemplo de aplicación que se presenta posteriormente.

Para $\mu < 4$

$$T_{eff} = \left[0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1 \right] T_0 \quad 5.36$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad 5.37$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = \left[0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1 \right] T_0 \quad 5.38$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad 5.39$$

Para $\mu > 6$

$$T_{eff} = \left[0.89 \left(\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0 \quad 5.40$$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad 5.41$$

Donde

β_0 es el amortiguamiento inicial con el que está construido el espectro de evaluación expresado en porcentaje, generalmente $\beta_0 = 5\%$. En el caso de puentes con aisladores histeréticos bilineales se puede emplear la ecuación 5.42 para el amortiguamiento del aislador.

$$\beta_{eff} = 0.05 + \ln(\mu) \quad 5.42$$

Paso 4

Conocido T_{eff} para el desplazamiento inicial supuesto, se traza una línea radial que representa el valor de periodo efectivo (Fig. 5. 35). Dicha línea se puede encontrar fijando dos puntos: el origen (0,0), y un punto cuyas coordenadas corresponden a un desplazamiento cualquiera d y la aceleración asociada (expresión 5.43).

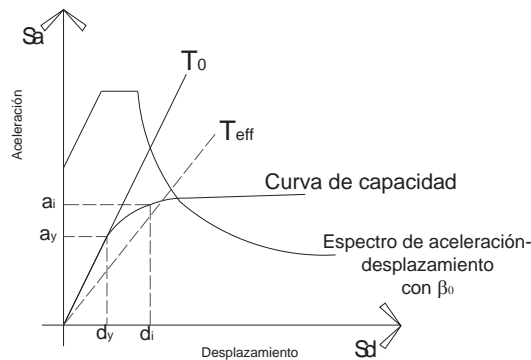


Fig. 5.38 Se traza una línea radial que representa al periodo efectivo

$$S_a = \frac{d}{g} \left(\frac{2\pi}{T_{eff}} \right)^2 \quad 5.43$$

Para tomar en cuenta el amortiguamiento efectivo β_{eff} se hace una reducción al EAD (Fig. 5.39) con las expresiones 5.44 y 5.45 propuestas en el documento FEMA 440

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \quad 5.44$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \quad 5.45$$

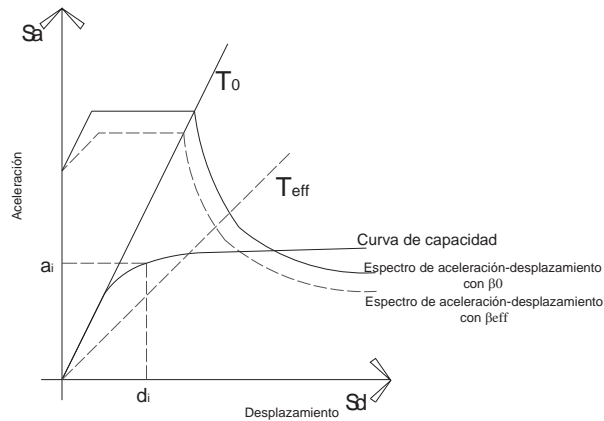


Fig. 5.39 Modificación del espectro de evaluación por el amortiguamiento efectivo.

Paso 5

El punto de intersección de la línea radial que representa al T_{eff} con el EAD reducido por efecto del amortiguamiento efectivo, conduce al desplazamiento (d_{i+1}), como se ilustra en la Fig. 5.40. La diferencia entre el desplazamiento propuesto inicialmente d_i y el obtenido de la intersección de la línea radial de T_{eff} y el EAD (d_{i+1}), se evalúa con la ecuación 5.46

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \varepsilon \tag{5.46}$$

Donde ε es la tolerancia admitida.

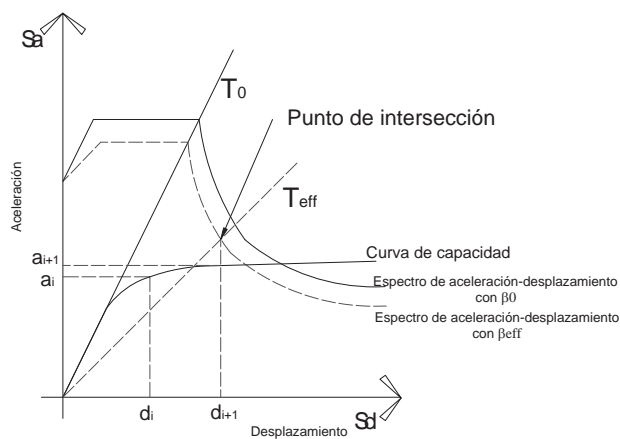


Fig. 5.40 Determinación del desplazamiento máximo en una iteración (FEMA 440)

Si no se cumple con la desigualdad anterior, se hace otra iteración repitiendo el procedimiento, tomando como desplazamiento inicial de la iteración $i+1$ el desplazamiento encontrado en la iteración i .

Si se cumple la tolerancia se acepta el desplazamiento obtenido de la última iteración y se obtiene la demanda de aceleración directamente de la curva de capacidad.

Paso 5 Comparación con los desplazamientos máximos correspondiente al estado límite a evaluar

Una vez obtenidas las demandas máximas de desplazamiento y de aceleración, deberá verificarse la capacidad de las pilas existentes. Para ello, es necesario contar con un criterio de aceptación para cada estado límite. En el caso de los desplazamientos de las pilas pueden emplearse valores de desplazamientos experimentales o analíticos, o bien, adoptar un cierto margen de seguridad considerando la curva de capacidad obtenida. Para los cuatro estados límites que propone el Comité Vision 2000 (Bertero y Bertero 2000), se pueden utilizar los valores de rotación máxima propuestos por (Jara, 2004).

- **Estado límite de servicio.** En este estado se esperan grietas menores que se cierren al finalizar la acción sísmica. Solo se requerirá inspección y mantenimiento de rutina después de ocurrido el evento. La rotación máxima de la base de la columna se obtiene con la expresión 5.47

$$\phi_{\max} = \frac{0.7 f_y + 0.0015 E_s}{3 E_s d} L \quad 5.47$$

Donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, E_s modulo de elasticidad del acero, d peralte efectivo de la sección y L es la longitud de la columna.

- **Estado límite de control de daño.** Las grietas que se formen son menores que 1 mm. y las deformaciones del acero de refuerzo no llegan a la fluencia. Después del sismo se espera que, la máxima intervención requerida consista en la inyección de grietas. La ecuación 5.48 da el valor de la rotación máxima.

$$\phi_{\max} = \frac{0.7 f_y L}{E_s h} + 0.0025 \quad 5.48$$

Donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, E_s modulo de elasticidad del acero, h altura de la sección y L es la longitud de la columna.

- **Estado límite de seguridad.** El acero llega a la fluencia, hay pérdida del recubrimiento y señales de formación de una articulación plástica. Las medidas de rehabilitación consisten en la sustitución del recubrimiento perdido, y el reemplazo



local de alguna sección de concreto y del refuerzo. Basándose en datos experimentales se propone una $\phi_{\max} = 0.015$

- **Estado límite de prevención del colapso.** Se presenta la pérdida de recubrimiento a lo largo de la zona de la articulación plástica, el núcleo de concreto está ligeramente dañado y el refuerzo transversal no se fractura. En este caso se requerirá de una intervención mayor en el elemento o su posible sustitución. Basándose de nuevo en resultados experimentales se propone $\phi_{\max} = 0.025$

Paso 6. Revisión de la resistencia de la pila

A partir de la demanda de aceleración obtenida en la última iteración se estima la fuerza de inercia correspondiente, misma que se supone concentrada en la parte superior de la pila. Posteriormente se obtienen los elementos mecánicos y se comparan con la capacidad del elemento expresada en las curvas momento curvatura, que como ya se comentó, consideran la posibilidad de una falla prematura por cortante o la formación de un mecanismo de falla previo al de una columna bien confinada y detallada.

Al término de la evaluación se podrá decidir si el puente se considera seguro en el caso de que los elementos sean capaces de resistir los elementos mecánicos obtenidos y solo efectuar algunas acciones como la inyección de grietas, sustitución de recubrimiento o algún otro tipo de reparación. O bien si se necesita la evaluación detallada en la que sea necesario realizar un análisis tomando en cuenta otros aspectos no considerados en la evaluación intermedia.

Capítulo 6

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

6.1. Introducción

Para ilustrar el procedimiento de evaluación, en el presente capítulo se estima la capacidad sísmica de un puente de concreto de cuatro claros de 40 m, simplemente apoyados. La diferencia de altura de las pilas provoca una variación importante de rigidez lateral del puente. De acuerdo con el procedimiento, inicialmente se realiza una evaluación simplificada y, en caso de ser necesario, se aplica el procedimiento para una evaluación intermedia.

Al final del capítulo se evalúa la capacidad sísmica del mismo puente, pero utilizando los espectros de diseño que propone la CFE para distintas zonas sísmicas del país, con el fin de mostrar las diferentes posibilidades que pueden presentarse durante el proceso de evaluación.

6.2. Procedimiento de evaluación de la capacidad sísmica de un puente de concreto de 160 m

6.2.1. Descripción del puente

El puente se ubica dentro de la zona sísmica C de la República Mexicana, en un terreno tipo II (terreno de transición). El puente está formado por cuatro claros de 40 metros cada uno y está apoyado en dos estribos y tres pilas de altura variable (8, 10 y 15 m), a su vez cada pila está formada por tres columnas de 2.25 m de diámetro (Fig. 6.1). El tablero es de tipo cajón con un ancho de calzada de 10 metros, el cual descansa sobre apoyos de neopreno laminado con las características que se muestran en la Tabla 6.1. Cada tramo de puente descansa sobre seis apoyos, tres en cada extremo. El cabezal es de una sección de 2.25 m x 2 m x 11.25 m y la cimentación se considera suficientemente rígida por ello se modelará como un empotramiento.

Tabla 6.1 Características de los apoyos de neopreno

| | L x B | H | P ₀ | k _r |
|-------------------|-----------|-----|----------------|----------------|
| | mm x mm | mm | kN | kg/cm |
| Apoyo en estribos | 610 x 306 | 175 | 1623 | 1356.6 |
| Apoyo en pilas | 610 x 406 | 175 | 2676 | 1815.6 |

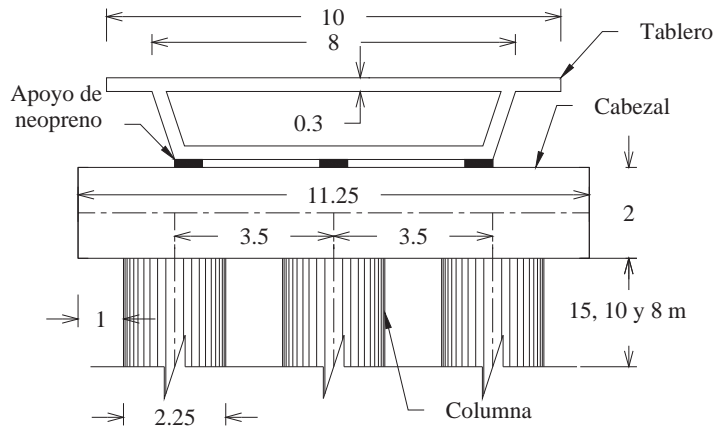


Fig. 6.1 Geometría del puente

P_0 es carga vertical en el apoyo
 k_r es la rigidez a cortante del apoyo
 H es la altura del apoyo
 L y B son la longitud y el ancho del apoyo.

6.2.2. Evaluación con el método simplificado

De acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo 4, el método de evaluación simplificada se basa en la determinación del índice de vulnerabilidad del puente (I_v), el cual se obtiene mediante la calificación de nueve parámetros (C_i) que tienen relevancia con la capacidad sísmica del sistema. El índice de vulnerabilidad se encuentra con la expresión 5.1

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad 5.1$$

En la tabla 4.4 se ofrecen las medidas que deben adoptarse en función del valor de I_v . A continuación, se estima la vulnerabilidad del puente, como primera etapa del procedimiento de evaluación de la capacidad sísmica del puente descrito en el apartado anterior. El procedimiento consiste en la estimación de los coeficientes C_i , como se ilustra a continuación:

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Este parámetro está relacionado con la variación de rigidez entre los apoyos del puente. Por lo tanto, primero se calcula la relación de inercias entre columna y cabezal para obtener la rigidez lateral de cada una de las pilas:



$$f'_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2 \text{ (ya incrementado por el efecto del tiempo)}$$

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{250} = 221359.43 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$I_t = \frac{b_{\text{cabezal}} * h_{\text{cabezal}}^3}{12} = \frac{2.25 * 2^3}{12} = 1.5 \text{ m}^4$$

$$I_c = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi * 2.25^4}{64} = 1.258 \text{ m}^4 = 12580559.366 \text{ cm}^4$$

$$L_t = L_{\text{cabezal}} = 3.5 \text{ m}$$

$$L_c = 8, 10 \text{ y } 15 \text{ m}$$

- **Pila de 8 m**

La rigidez de los seis apoyos que se encuentran sobre el cabezal según la tabla 6.1, considerando que se encuentran en paralelo, es:

$$k_{a_{\text{pilas}}} = 3 * 1815.6 = 5446.8 \text{ kg} / \text{cm}$$

$$\rho = \frac{I_t / L_t}{I_c / L_c} = \frac{1.5 / 3.5}{1.258 / 8} = 2.725$$

De la Fig. 4.1 con $n = 3$ y $\rho = 2.725$

$$k_p = \frac{nEI_c}{L_c^3} = \frac{10.3(3) * 221359.43 * 12580559.366}{800^3} = 560228.599 \text{ kg} / \text{cm}$$

$$k_{\text{pila8}} = \frac{k_{a_{\text{pilas}}} k_p}{k_{a_{\text{pilas}}} + k_p} = \frac{(5446.8)(560228.599)}{5446.8 + 560228.599} = 5394.35 \text{ kg} / \text{cm}$$

- **Pila de 10 m**

$$\rho = \frac{I_t / L_t}{I_c / L_c} = \frac{1.5 / 3.5}{1.258 / 10} = 3.407$$

De la Fig. 4.1 con $n = 3$ y $\rho = 3.407$



$$k_p = \frac{nEI_c}{L_c^3} = \frac{10.6(3) * 221359.43 * 12580559.366}{1000^3} = 295191.519 \text{ kg / cm}$$

$$k_{pila10} = \frac{k_{a_{pilas}} k_p}{k_{a_{pilas}} + k_p} = \frac{(5446.8)(295191.519)}{5446.8 + 295191.519} = 5348.11 \text{ kg / cm}$$

- **Pila de 15 m**

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c} = \frac{1.5/3.5}{1.258/15} = 5.109$$

De la Fig. 4.1 con $n = 3$ y $\rho = 5.109$

$$k_p = \frac{nEI_c}{L_c^3} = \frac{11(3) * 221359.43 * 12580559.366}{1500^3} = 90764.688 \text{ kg / cm}$$

$$k_{pila15} = \frac{k_{a_{pilas}} k_p}{k_{a_{pilas}} + k_p} = \frac{(5446.8)(90764.688)}{5446.8 + 90764.688} = 5138.44 \text{ kg / cm}$$

- **Estribos**

La rigidez del estribo se obtiene de la tabla 6.1 y se tienen tres 3 apoyos en cada estribo.

$$k_{a_{estribos}} = 3 * 1356.6 = 4069.8 \text{ kg / cm}$$

$$k_p = \infty$$

$$k_{estribo} = k_{a_{estribo}} = 4069.8 \text{ kg / cm}$$

$$k_M = k_{pila8} = 5446.8 \text{ kg / cm}$$

$$k_m = k_{estribo} = 4069.8 \text{ kg / cm}$$

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m} = 1 - \frac{5446.8 - 4069.8}{10 * 4069.8} = 0.96$$

b) Longitud de asiento de la superestructura

Se calcula primero la longitud de asiento recomendada para el caso más desfavorable, es decir, el tramo que une a las pilas de 10 y 15 metros.

$$L = 40m$$

$$H = \frac{15+8}{2} = 11.5 \quad m$$

$$LR = 400 + 0.0025L + 0.01H = 400 + 2.5(40) + 10(11.5) = 615 \quad mm$$

La longitud de asiento que existe en el puente es igual a la mitad de la dimensión del cabezal menos la mitad del ancho de la junta, pero como en este caso se trata de un puente continuo no se tiene problemas de pérdida de asiento (Fig. 6. 2). Por lo tanto $C_2 = 1.0$

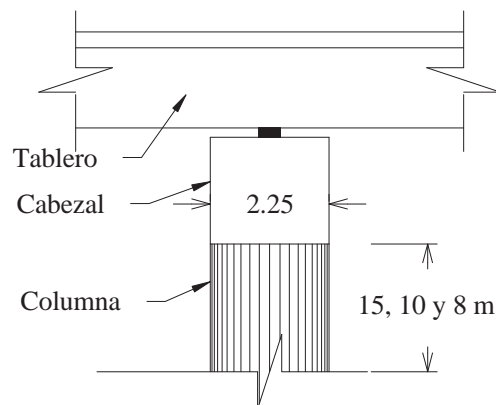


Fig. 6. 2 Longitud de apoyo

c) Año de proyecto

A falta de información acerca de las características de armado y detallado del refuerzo, se emplea el año de proyecto como una medida de la capacidad de resistencia y deformación de las pilas. En este caso, se supone que el puente se construyó en 1970, de manera que el coeficiente es:

$$AC = \text{Año de construcción} = 1970$$

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} = \frac{1970 - 1900}{100} = 0.7$$



d) Irregularidad en planta y esviajamiento

Para estimar el efecto de la irregularidad en planta se determina el grado de esviajamiento, o el grado de curvatura del puente.

En este caso el puente es recto y en tangente, ó sea $\alpha = 0$ por lo que $C_4 = 1.0$

e) Tipo de apoyos

Los apoyos son de neopreno laminados por lo que $C_5 = 0.9$

f) Estado de conservación

| | |
|--|--------------|
| No existen indicios de socavación | $x_1 = 0.0$ |
| En los apoyos se observan deterioros menores | $x_2 = 0.05$ |
| Se observan grietas menores que 0.7 mm | $x_3 = 0.05$ |
| Se observan grietas menores que 0.7 mm en uniones | $x_4 = 0.05$ |
| El puente tiene más de 30 años y se encuentra en buen estado | $x_5 = 0.25$ |

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i = 1 - 0.0 - 0.05 - 0.05 - 0.05 - 0.25 = 0.6$$

g) Potencial de licuefacción

El suelo no tiene potencial de licuefacción $C_7 = 1.0$

h) Periodo de vibración

Como el puente se ubica en la zona sísmica C, en un terreno tipo II, los valores característicos del espectro son:

$$T_a = 0$$

$$T_b = 1.4$$

El peso de la estructura sobre cada pila es:



Tabla 6.2 Cargas en los apoyos

| Elemento | W (ton) | |
|-------------|---------|----------|
| | Pilas | Estribos |
| Parapeto | 565.33 | 282.67 |
| Asfalto | 88 | 44 |
| Tablero | 28.27 | 14.33 |
| Carga viva | 102.93 | 102.93 |
| Carga total | 784.53 | 443.73 |

$$m = \frac{W}{g} = \frac{681.6}{9.81} = 69.5 \quad t-s^2/m \quad (\text{no se incluyó la carga viva})$$

Tomamos la pila de 8 metros de altura por ser en este caso la más desfavorable por tener un periodo más cercano a la zona de la meseta del espectro.

$$k_{pila8} = 5446.8 \text{ kg/cm} = 544.7 \text{ t/m} \quad (\text{Calculada en el inciso a})$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{69.5}{544.7}} = 2.24 \text{ s}$$

$$1.3T_b = 1.82 \text{ s}$$

$$\text{como } T_s > 1.3T_b \quad C_8 = 1.0$$

i) Factor de importancia

Como el puente se considera de importancia mayor a la normal, entonces se empleará un coeficiente adicional

$$C_9 = 1/1.5 = 0.67$$

Una vez calculados todos los parámetros se procede a determinar el índice de vulnerabilidad,

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] = \frac{0.96 * 1 * 0.7 * 1 * 0.9 * 0.6 * 1 * 1 * 0.67}{0.87^7} = 0.64$$

Como $I_v < 0.8$, de acuerdo con la tabla 4.4, el puente requiere atención y deberá ser evaluado con el procedimiento de evaluación intermedia.



6.2.3. Método de evaluación intermedia

Para proceder al análisis de la capacidad con este método es necesario recabar algunos datos adicionales directamente en la estructura.

Con base en la información disponible en planos o medida directamente en el puente, se obtienen las características del acero de refuerzo. En este caso, se considera que todas las columnas del puente tienen el mismo refuerzo transversal, consistente en estribos circulares del No. 4 separados @ 20 cm. El porcentaje de refuerzo longitudinal varía en cada pila según se muestra a continuación:

- Columna de 15 m, $p_l = 0.0063$
- Columna de 10 m, $p_l = 0.0041$
- Columna de 8 m, $p_l = 0.0031$

A falta de información más precisa, pueden adoptarse los valores esperados (sección 5.2.1). Para las pilas del puente que se analiza $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4750 \text{ kg/cm}^2$. La relación esfuerzo – deformación para el concreto es la de Mander y la del acero de refuerzo la que se describe en 5.2.1.

Para determinar la curva de capacidad mediante el análisis estático no lineal se empleó el programa SAP 2000, versión 9.03 (CSI, 2004). Cuando se forman las articulaciones plásticas en los elementos se requieren las curvas momento – rotación, para lo cual el programa cuenta con las curvas propuestas en el ATC-40 (1996) y FEMA 273 (1997), que corresponden a elementos construidos de acuerdo con la práctica actual de diseño. Sin embargo, en puentes existentes, en particular aquellos construidos conforme la práctica de diseño de hace algunas décadas, la capacidad y forma de falla de las columnas no corresponde con las curvas contenidas en el SAP. Aplicando las consideraciones anteriores y las propiedades de los materiales mencionadas, se obtuvieron los diagramas de momento rotación, mismos que corresponden al de un elemento no bien confinado, debido al bajo porcentaje de acero transversal $\rho_s = 0.0012$. La presión de confinamiento que proporcionan los estribos es apenas $f'_1 = 2.62 \text{ kg/cm}^2$, con un esfuerzo de confinamiento $f'_{cc} = 268 \text{ kg/cm}^2$ y deformación última del concreto $\epsilon_{cu} = 0.011$. Los diagramas consideran la presencia de la carga axial que recibe cada columna, igual a 263.20 t, correspondiente al peso del tablero, parapeto, asfalto y cabezal. En este caso se considera que las pilas no presentan problemas de traslape.

Las curvas idealizadas de los diagramas $M - \phi$ que se incorporaron al SAP para las columnas de cada pila se muestran en la Fig. 6.3.

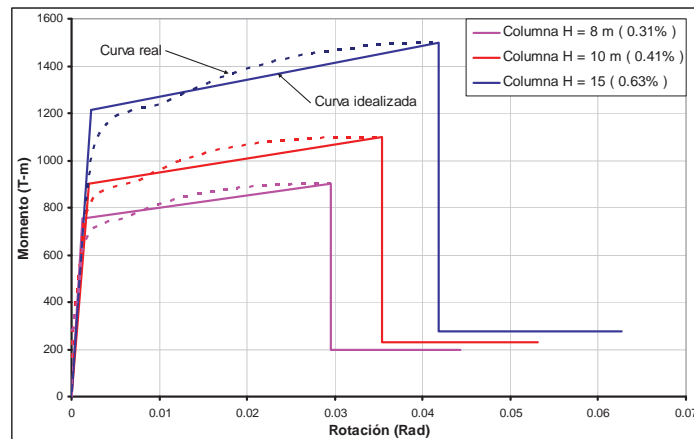


Fig. 6.3 Curva idealizada Momento-Rotación

Se espera que el tablero del puente se comporte como un diafragma rígido, sin embargo, con el fin de capturar alguna posible desviación de este comportamiento se decidió modelar el puente con elementos tipo shell.

El modelo consiste en 640 elementos shells rectangulares con cuatro nodos y seis grados de libertad por nodo, con relación de aspecto máxima de dos a uno. Se decidió modelar de esta manera el tablero por que estudios de algunos autores [Kapos et. al, 2001], indican que las diferencias de desplazamientos entre tableros modelados con elementos finitos tipo shells y pruebas experimentales son menores que las diferencias de las pruebas experimentales y modelos con elementos barras para tableros de características parecidas al de nuestro ejemplo.

Cabe aclarar, sin embargo que los modelos de barras no dan diferencia importante, pues los tableros se comportan como diafragmas rígidos como se puede comprobar en estudios analíticos como el de Kapos y en pruebas experimentales [Gilani, et. al, 1995]

El cabezal y las columnas se modelaron por medio de elementos barra. Las bases de las columnas se consideraron empotradas y no se tuvieron en cuenta efectos de interacción suelo –estructura y los apoyos se modelaron con las propiedades establecidas en Tabla 6.1. La Fig. 6.4 muestra el modelo del puente.

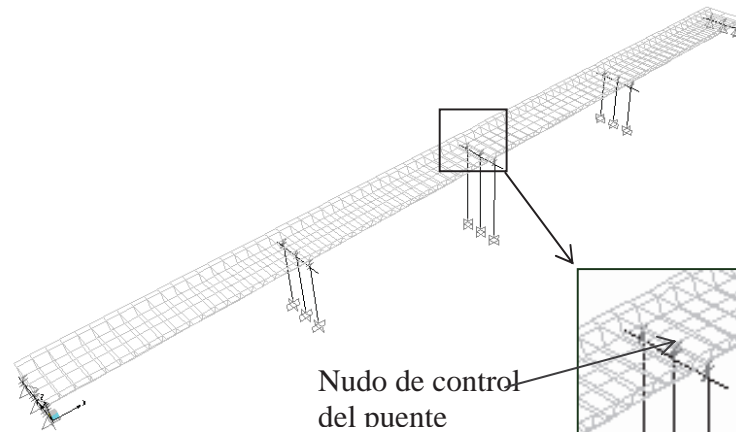
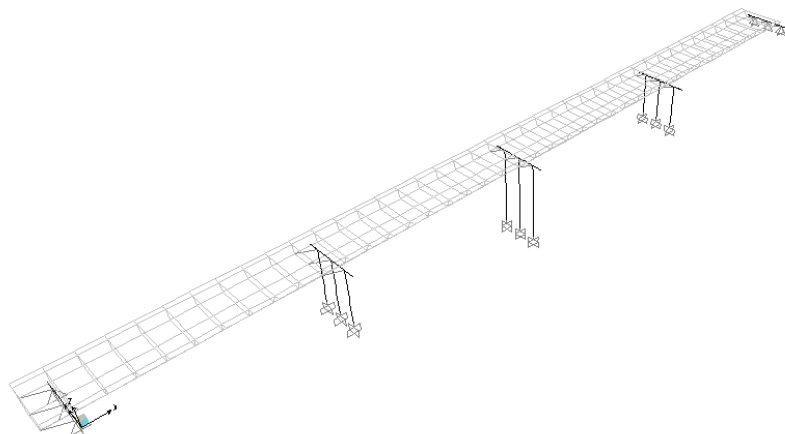


Fig. 6.4 Modelo del puente

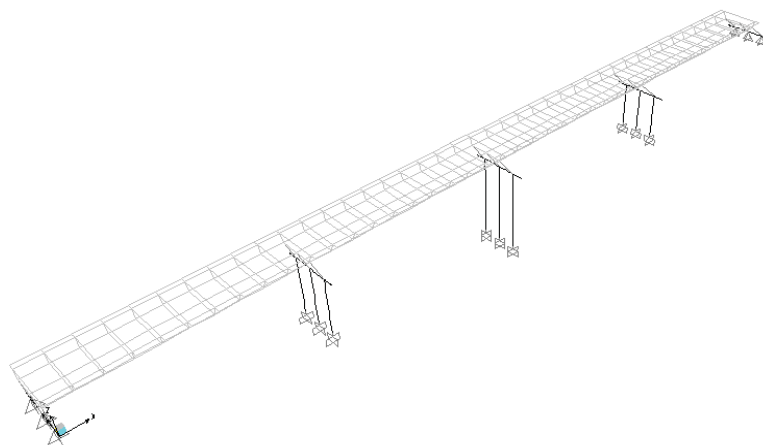
La Tabla 6.3 presenta una descripción de los modos y periodos del puente. Se consideraron 33 modos, para los cuales se alcanzó un porcentaje de participación de la masa del 98% en las tres direcciones principales de movimiento. Algunos de estos modos se ilustran en las Fig. 6.5 y Fig. 6.6

Tabla 6.3 Propiedades dinámicas del puente

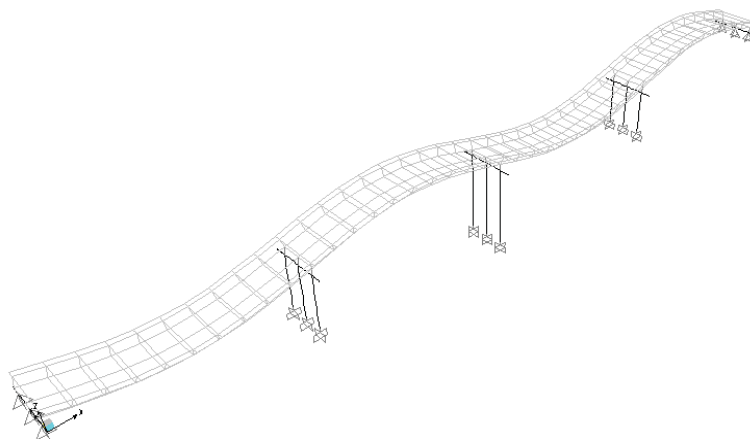
| Modo | T | Descripción del modo | % de participación de la masa | | |
|------|-------|------------------------------------|-------------------------------|-------|-------|
| | Seg | | X | Y | RZ |
| 1 | 2.465 | Longitudinal | 0.753 | 0.000 | 0.002 |
| 2 | 1.989 | Transversal como tablero rígido | 0.753 | 0.732 | 0.568 |
| 3 | 1.715 | Torsión respecto a un eje vertical | 0.753 | 0.732 | 0.758 |
| 4 | 0.758 | Flexión transversal del tablero | 0.753 | 0.734 | 0.759 |
| 5 | 0.497 | Flexión vertical del tablero | 0.753 | 0.734 | 0.759 |
| 6 | 0.448 | Flexión longitudinal pila de 15m | 0.839 | 0.734 | 0.760 |
| 11 | 0.265 | Flexión transversal pila de 15m | 0.839 | 0.832 | 0.835 |
| 14 | 0.236 | Flexión longitudinal pila de 10m | 0.839 | 0.833 | 0.836 |
| 17 | 0.167 | Flexión longitudinal pila de 8m | 0.987 | 0.833 | 0.837 |
| 19 | 0.154 | Torsión pila de 15m | 0.987 | 0.833 | 0.837 |
| 20 | 0.141 | Flexión transversal pila de 10m | 0.987 | 0.914 | 0.852 |
| 26 | 0.107 | Torsión pila de 10m | 0.987 | 0.914 | 0.853 |
| 30 | 0.102 | Flexión transversal pila de 8m | 0.987 | 0.977 | 0.962 |
| 33 | 0.087 | Torsión pila de 8m | 0.987 | 0.986 | 0.979 |



Modo 1 Longitudinal, T = 2.46 s

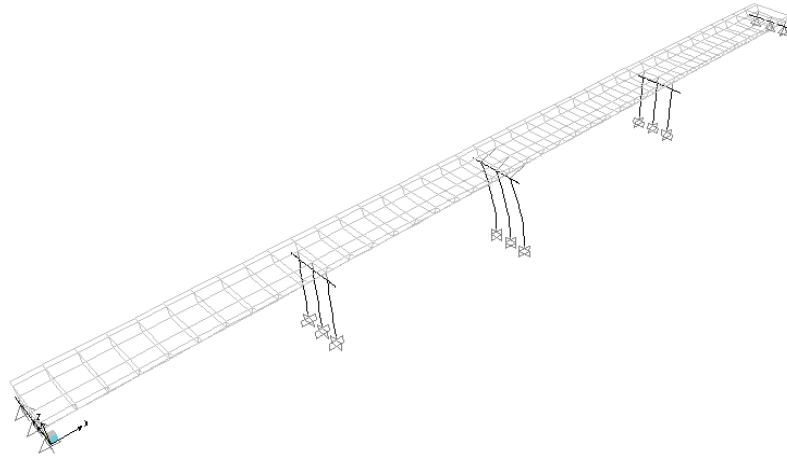


Modo 2 Transversal T = 1.99 s

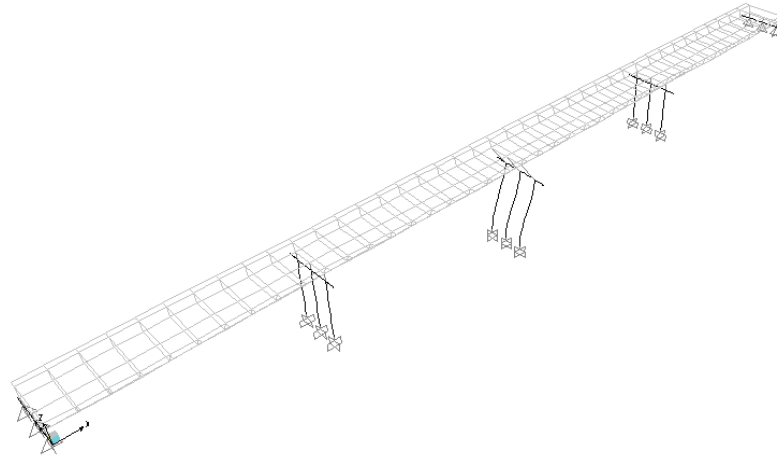


Modo 5 Flexión Vertical T = 0.49 s

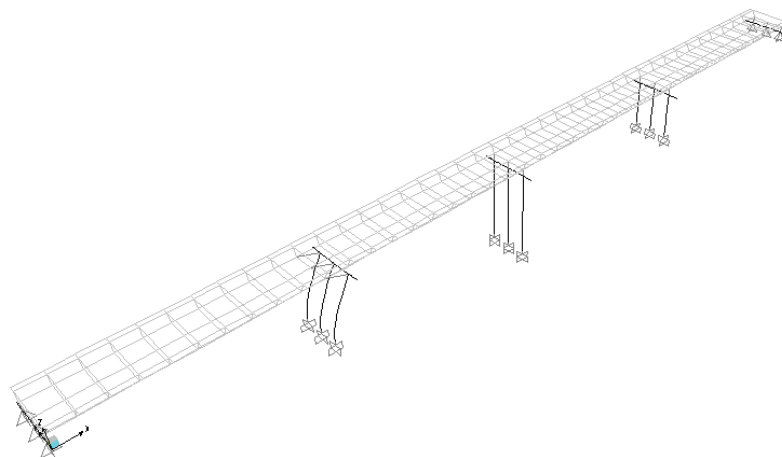
Fig. 6. 5 Modos de vibrar del puente 1, 2 y 5



Modo 6 Flexión longitudinal de la pila de 15 m $T = 0.45$ s



Modo 11 Flexión transversal de la pila de 10 m $T = 0.27$ s



Modo 14 Flexión longitudinal de la pila de 8 m $T = 0.24$ s

Fig. 6.6 Modos de vibrar del puente 6, 11 y 14

Después de definir las características del acero de refuerzo en los elementos se llevó a cabo un análisis estático no lineal en la dirección longitudinal del puente. Se aplicó una fuerza concentrada en la parte superior del tablero y el análisis se realizó mediante el control de los desplazamientos, a través del nodo 304 ubicado en la parte inferior del centro del tablero (Fig. 6.4).

Para definir las articulaciones plásticas de cada columna, se emplearon las longitudes de articulación plástica obtenidas con la expresión 5.25

$$l_{pcol15} = 153.18 \text{ cm.}$$

$$l_{pcol10} = 106.54 \text{ cm.}$$

$$l_{pcol8} = 90.54 \text{ cm.}$$

Se asignaron las curvas idealizadas $M - \phi$ en los lugares donde se anticipa que pueden producirse las articulaciones plásticas, en este caso, en los dos extremos de cada columna. Las curvas de la Fig. 6.3 fueron asignadas a la columna correspondiente.

Como resultado del análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad que se ve en la Fig. 6.7, expresada en función de la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control. El estado de cada pila a lo largo de la curva (puntos A-F) se aprecia en las figuras 6.8 a 6.13. El código de colores de la figura nos indica en que etapa de la curva momento-rotación se encuentra cada columna. El color rosa indica que está aún en el intervalo elástico, azul, azul cielo y verde son puntos que corresponden a los estados límites de ocupación inmediata, seguridad y prevención del colapso respectivamente, el amarillo señala la rotación última, el color naranja el punto del valor del momento residual y finalmente el rojo donde la columna ya no tiene resistencia alguna. En la misma Fig. 6.7 se muestra la curva de capacidad trasladada a los ejes coeficiente de aceleración - desplazamiento.

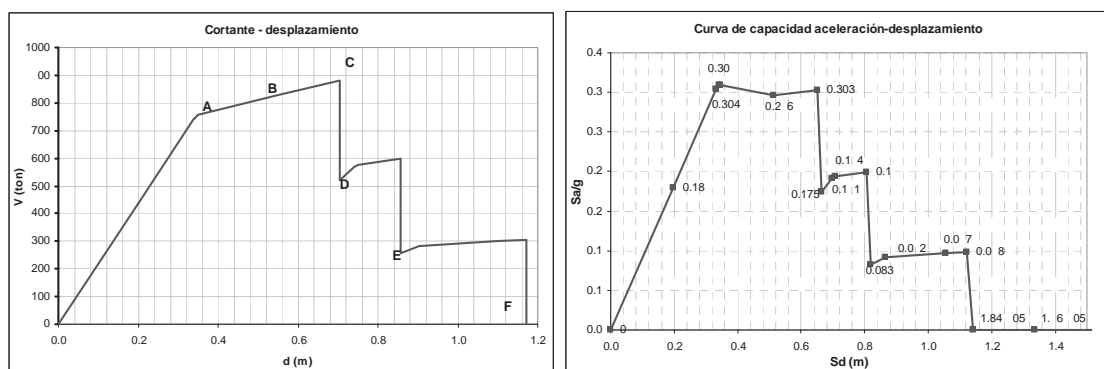


Fig. 6.7 Curva de capacidad del puente en la dirección longitudinal.

Los espectros que proporciona los reglamentos de construcciones están contruidos para un periodo de retorno $T_R = 475$ años, pues se trata de espectros para diseño de una estructura nueva. Para fines de evaluación es necesario modificar los espectros de diseño.

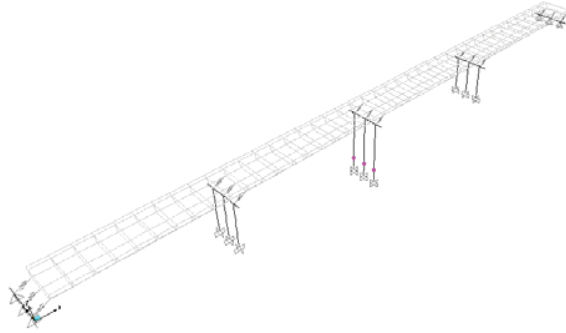


Fig. 6.8 Punto A. Fluencia de la primera pila

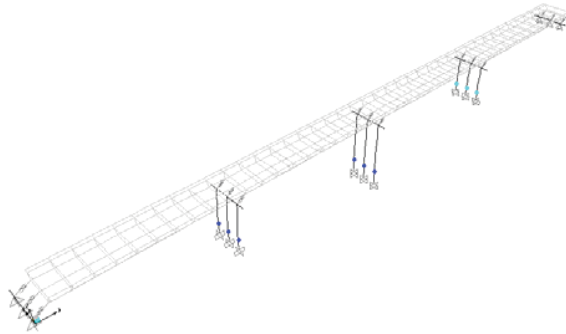


Fig. 6.9 Punto B. Fluencia de las 3 pilas

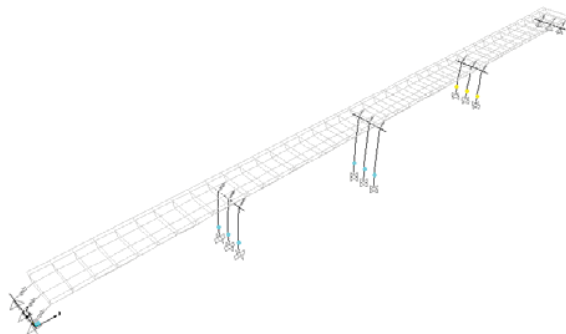


Fig. 6.10 Punto C. Previo a que la pila de menor altura agote su capacidad de rotación

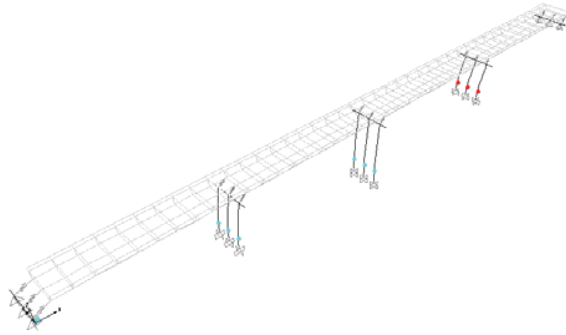


Fig. 6.11 Punto D. La pila de menor altura agota su capacidad de rotación

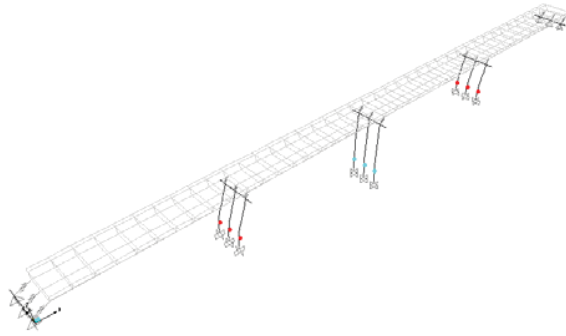


Fig. 6.12 Punto E. Dos pilas agotan su capacidad de rotación

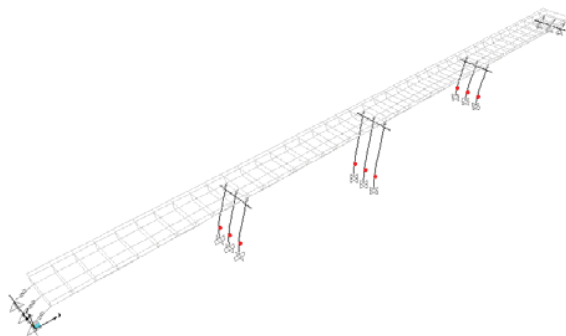


Fig. 6.13 Punto F. Las tres filas llegan a su capacidad última



Para determinar las demandas de aceleración y desplazamiento se requieren los espectros de evaluación, definidos para los periodos de retorno que se decide adoptar con fines de evaluación del puente existente. La definición de los periodos de retorno depende de las condiciones particulares de cada puente y de los niveles de riesgo que se decida aceptar. Aunque no es el objetivo de este trabajo proponer periodos de retorno para fines de evaluación, se utilizan los cuatro estados límites y periodos de retorno mostrados en la Tabla 6.4. Para obtener el espectro para cada estado límite, se modifica el espectro de diseño mediante la relación definida por la expresión 6.1 [Jara 2004].

$$a_{T_R} = a_{475} \left(\frac{T_R}{475} \right)^{0.37} \quad 6.1$$

Donde:

a_{T_R} es la aceleración correspondiente a un T_R dado

T_R es el periodo de retorno elegido de acuerdo al estado límite a evaluar.

a_{475} es la aceleración correspondiente al espectro de diseño

El cambio de los espectros al plano de desplazamiento-aceleración lo hacemos mediante la ecuación 5.32. En la Fig. 6.14 se presentan los espectros de evaluación que se van a utilizar, identificados mediante la siguiente nomenclatura:

EES = espectro de evaluación aceleración-desplazamiento para el estado límite de seguridad

EECD = espectro de evaluación aceleración-desplazamiento para el estado límite de control de daño

EEVS = espectro de evaluación aceleración-desplazamiento para el estado límite de seguridad

EEPC = espectro de evaluación aceleración-desplazamiento para el estado límite de prevención del colapso.

ED = espectro de diseño aceleración-desplazamiento

Tabla 6.4 Factor de modificación de la aceleración para diferentes estados límites

| Estado límite | Periodo de retorno (años) | $\left(\frac{T_R}{475} \right)^{0.37}$ |
|-----------------------|---------------------------|---|
| Prevención de colapso | 650 | 1.12 |
| Diseño | 475 | 1.00 |
| Seguridad | 300 | 0.84 |
| Control de daño | 175 | 0.69 |
| Servicio | 50 | 0.43 |

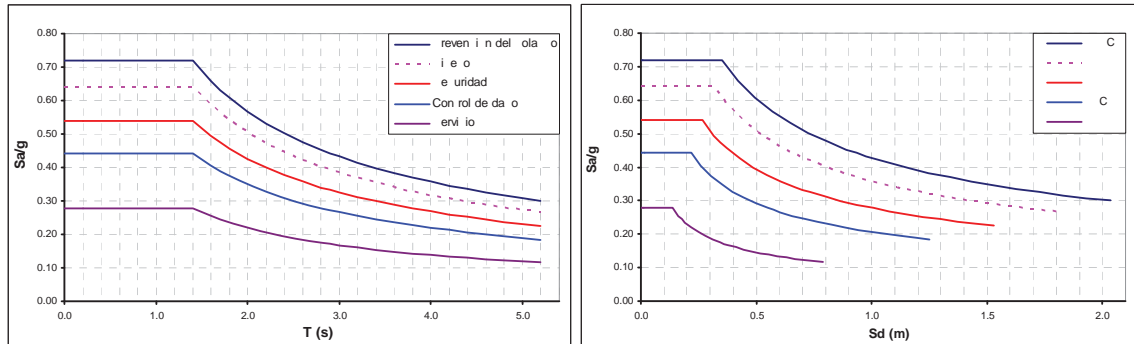


Fig. 6.14 Espectros de evaluación

1. Revisión del estado límite de seguridad

Definimos los valores de fluencia, el amortiguamiento inicial y el error permitido. Con estos valores se calcula el periodo inicial T_0 . Estos valores van a ser constantes para todas las iteraciones y todos los estados límites:

$$d_y = 0.332 \text{ m}$$

$$a_y = 0.304$$

$$\beta_0 = 5\%$$

$$\varepsilon = 0.01$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.332}{0.304 * 9.81}} = 2.096 \text{ s}$$

Primera iteración

Se propone un desplazamiento y aceleración inicial y se calcula la ductilidad por desplazamiento y el periodo y amortiguamiento efectivos. También se calcula un factor B que modificara al espectro EEVS.

$$d_1 = 0.514 \text{ m}$$

$$a_1 = 0.296$$

$$\mu_1 = \frac{d_1}{d_y} = \frac{0.514}{0.332} = 1.548$$

$$T_{eff} = \left[0.20(1.548-1)^2 - 0.38(1.548-1)^3 + 1 \right] 2.096$$

$$T_{eff} = 2.209 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 4.9(1.548-1)^2 - 1.1(1.548-1)^3 + 5 = 6.291 \%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(6.291)} = 1.064$$

De la Fig. 6.15 se observa que el punto de intersección de la línea radial que representa el periodo efectivo con el espectro reducido por amortiguamiento, conduce a un desplazamiento $d_2 = 0.4652$ m, por lo tanto

$$\text{abs}\left(1 - \frac{d_1}{d_2}\right) = \text{abs}\left(1 - \frac{0.514}{0.4652}\right) = 0.105$$

$0.105 > 0.01$ No se acepta el error y se debe proponer otro desplazamiento inicial. Se propone que sea el obtenido en la primera iteración.

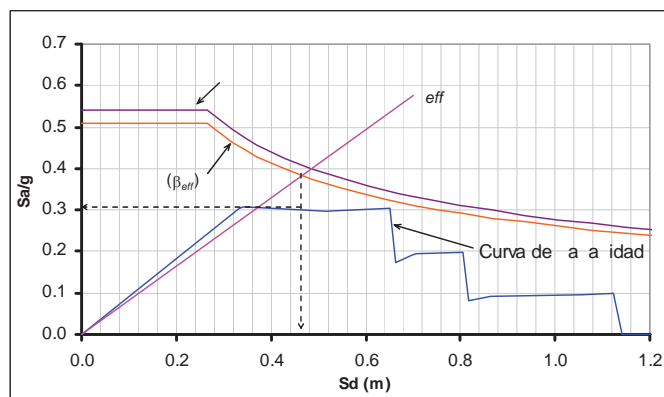


Fig. 6.15 Primera iteración para el estado límite de seguridad

Haciendo dos iteraciones más tenemos:

Tercera iteración

Se proponen de nuevo valores de desplazamiento iniciales que son los obtenidos en la iteración dos

$$d_3 = 0.4587 \text{ m}$$

$$a_3 = 0.30$$

$$\mu_3 = \frac{d_3}{d_y} = \frac{0.4587}{0.332} = 1.382$$

$$T_{eff} = \left[0.20(1.382 - 1)^2 - 0.38(1.382 - 1)^3 + 1 \right] 2.096$$

$$T_{eff} = 2.153 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 4.9(1.382 - 1)^2 - 1.1(1.382 - 1)^3 + 5 = 5.652 \%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(6.291)} = 1.064$$

De la Fig. 6.16 $d_4 = 0.458$ m

$$abs\left(1 - \frac{d_3}{d_4}\right) = abs\left(1 - \frac{0.4587}{0.458}\right) = 0.001$$

$0.001 < 0.01$ Se acepta el error y el valor de $a_4 = 0.300$

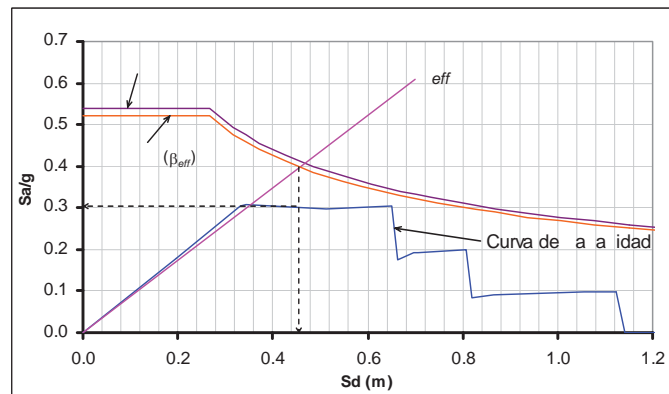


Fig. 6.16 Obtención del desplazamiento máximo para el estado límite de seguridad

Se llega a la conclusión de que no habrá problemas para este estado límite, debido a que el desplazamiento está alejado del punto en el que se presenta el primer descenso en la curva de capacidad.

2. Revisión del estado límite de control de daño

Los valores d_y , a_y , β_0 , ε y T_0 son los obtenidos en la evaluación del estado límite anterior y siguiendo el mismo procedimiento se presenta la última iteración que para este caso fue la segunda

Se propone un desplazamiento igual al que resultó de la primera iteración, es decir,

$$d_2 = 0.3713 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.3069$$

$$\mu_2 = \frac{d_2}{d_y} = \frac{0.4}{0.3713} = 1.118$$

$$T_{eff} = \left[0.20(1.118-1)^2 - 0.38(1.118-1)^3 + 1 \right] 2.096$$

$$T_{eff} = 2.102 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 4.9(1.118-1)^2 - 1.1(1.118-1)^3 + 5 = 5.067 \%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(5.067)} = 1.006$$

De la Fig. 6.17, la intersección de la línea del periodo y del espectro reducido es: $d_3 = 0.3702$ m

Por lo tanto,

$$abs\left(1 - \frac{d_2}{d_3}\right) = abs\left(1 - \frac{0.3713}{0.3702}\right) = 0.003$$

$0.003 < 0.01$ Se acepta el error y el valor de $a_3 = 0.307$ y $d_3 = 0.37$ m

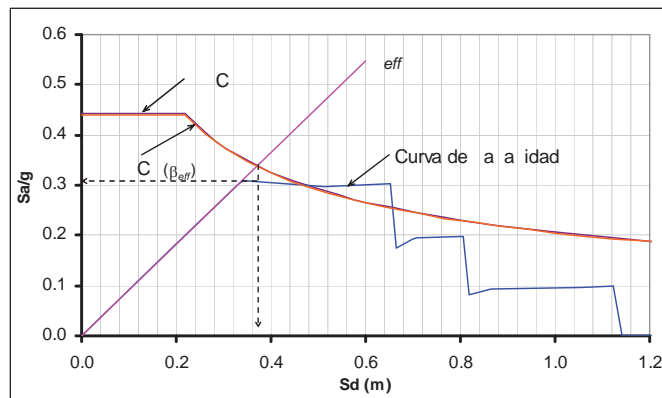


Fig. 6.17 Obtención del desplazamiento máximo para el estado límite de control de daño.

Como se observa en la Fig. 6.17 y en los valores obtenidos, el desplazamiento es ligeramente superior al desplazamiento de fluencia, por lo que no se esperan problemas para el estado límite de control de daño.

3. Revisión del estado límite de prevención de colapso

La última iteración es

$$d_3 = 0.6687 \text{ m}$$

$$\mu_3 = \frac{d_3}{d_y} = \frac{0.6687}{0.332} = 2.014$$

$$T_{eff} = \left[0.20(2.014 - 1)^2 - 0.38(2.014 - 1)^3 + 1 \right] 2.096$$

$$T_{eff} = 2.445 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 4.9(2.014 - 1)^2 - 1.1(2.014 - 1)^3 + 5 = 8.892 \%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(8.892)} = 1.171$$

De la Fig. 6.18 $d_4 = 0.6647$ m

$$abs\left(1 - \frac{d_3}{d_4}\right) = abs\left(1 - \frac{0.6687}{0.6647}\right) = 0.006$$

$0.006 < 0.01$ Se acepta el error y el valor de $a_4 = 0.175$

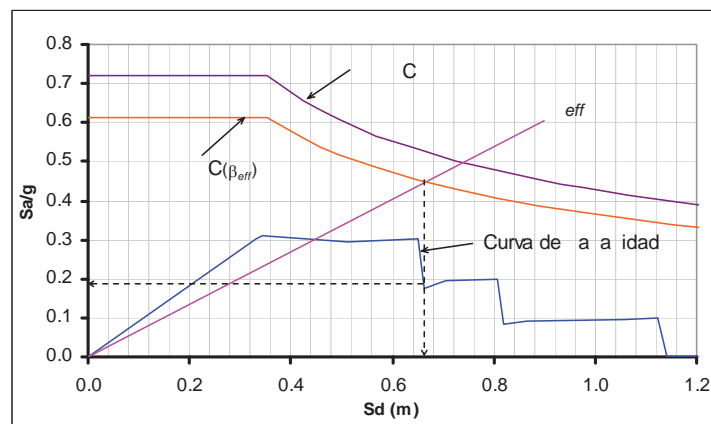


Fig. 6.18 Obtención del desplazamiento máximo para el estado límite de prevención del colapso

En este caso, el desplazamiento obtenido es mayor que el desplazamiento que define la primera caída de la curva de capacidad, es decir, una vez que las columnas de la pila de 8 m de altura han alcanzado deformaciones que ponen en riesgo la estabilidad del puente y por lo tanto, no cumplen las restricciones marcadas para el estado límite de prevención del colapso.

4. Revisión del estado límite de servicio

Se define un punto de desplazamiento y aceleración inicial $d_1 = 0.235$ y $a_1 = 0.215$ en la curva de capacidad de la estructura. Con estos datos se obtiene el periodo inicial, la ductilidad por desplazamiento, el periodo y amortiguamiento efectivo y el factor B que modificará al espectro EES.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.332}{0.304 * 9.81}} = 2.096 \text{ s}$$

$$\mu_1 = \frac{d_1}{d_y} = \frac{0.235}{0.332} = 0.706$$

En este caso como el desplazamiento es elástico no se hace corrección al periodo y amortiguamiento efectivo por lo que el EES no sufre reducción alguna. Se dibuja la línea radial de periodo efectivo que es igual al T_0 como se ilustra en la Fig. 6.19. La intersección del EES con la línea de T_{eff} nos da $d_2 = 0.235$ m. en este caso no se tiene error ya que el desplazamiento máximo es el propuesto. La aceleración es la que le corresponde en la curva de capacidad $a_2 = 0.2152$

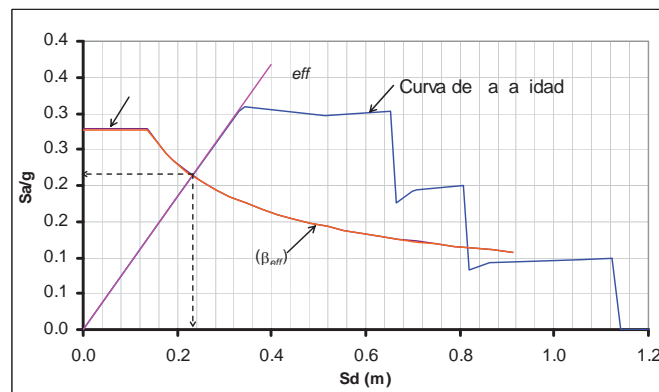


Fig. 6.19 Obtención del desplazamiento máximo para el estado límite de servicio

Como se observa en la gráfica, no se rebasa el límite de fluencia de la estructura y el espectro queda por debajo de la curva de capacidad, por lo que no existen problemas para el estado límite de servicio.

5. Espectro de diseño

Para fines de comparación se revisa la estructura empleando el espectro que se emplearía para fines de diseño. Se siguió el mismo procedimiento seguido para los casos donde se evalúa un estado límite y a continuación se muestran los resultados de la última iteración.

$$d_3 = 0.5636 \text{ m}$$

$$\mu_3 = \frac{d_3}{d_y} = \frac{0.5636}{0.332} = 1.698$$

$$T_{eff} = \left[0.20(1.698-1)^2 - 0.38(1.698-1)^3 + 1 \right] 2.096$$

$$T_{eff} = 2.273 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 4.9(1.698-1)^2 - 1.1(1.698-1)^3 + 5 = 7.011 \%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = \frac{4}{5.6 - \ln(7.011)} = 1.095$$

De la Fig. 6.20 $d_4 = 0.5618$

$$abs\left(1 - \frac{d_3}{d_4}\right) = abs\left(1 - \frac{0.5636}{0.5618}\right) = 0.0032$$

$0.0032 < 0.01$ Se acepta el error y el valor de $a_4 = 0.2923$

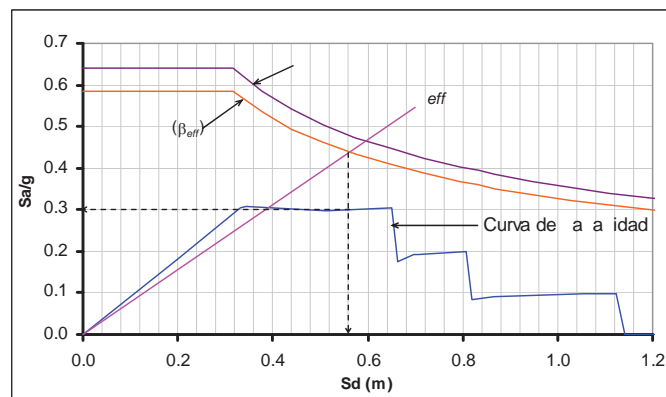


Fig. 6.20 Obtención del desplazamiento máximo para el espectro de diseño

A partir de los resultados obtenidos reconcluye que el puente tiene la seguridad adecuada para la condición de diseño de un puente nuevo. Sin embargo al considerar los estados límites que se revisan se concluye que el puente no tiene la capacidad suficiente para el estado límite de prevención del colapso.

6. Resumen de resultados

En el estado límite de servicio el puente se encuentra aún en el intervalo elástico y la ductilidad que presenta cada columna es menor de uno (ver Tabla 6. 8) lo que nos indica que no se ha alcanzado la fluencia en los elementos (Fig. 6.21). Mientras que en los siguientes estados límites ya se presenta degradación de rigidez evidente. En el estado de prevención del colapso ya se presentaron articulaciones en todas las columnas pero sólo en las articulaciones de la columna de 8 m se agota su capacidad de rotación como se observa en la Fig. 6.22 en la cual las articulaciones en la base de la pila están marcadas con el color rojo que indica que se rebasó el limite de prevención de colapso. Este evento se ve reflejado en una caída brusca en la curva de capacidad.

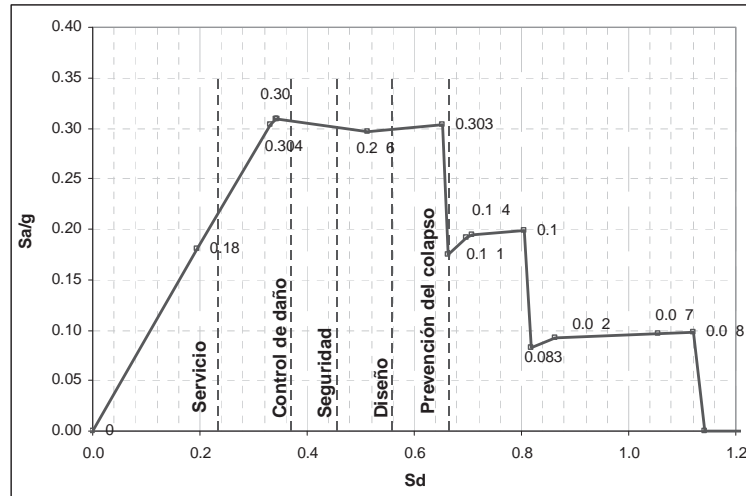


Fig. 6.21 Desplazamientos en cada estado límite

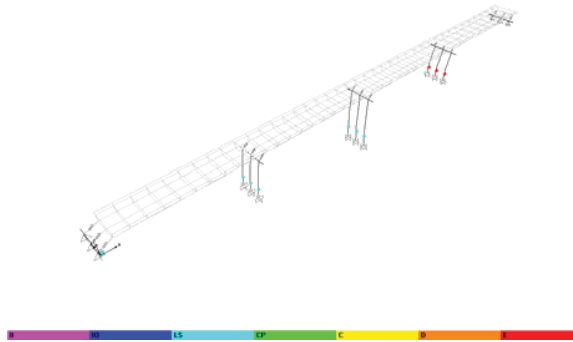


Fig. 6.22 Articulaciones plásticas en el puente.

Los desplazamientos máximos obtenidos con el procedimiento anterior son los correspondientes al punto de control de los desplazamientos, es decir, al centro del tablero. Se obtienen los desplazamientos máximos correspondientes a cada columna para compararlos con los desplazamientos permitidos para cada estado límite. La Tabla 6.5 muestra los desplazamientos máximos de las columnas y la Tabla 6.6 los desplazamientos máximos permitidos, los cuales dependen de la altura de la columna y de los parámetros especificados en la sección 5.3.2

Tabla 6.5 Desplazamientos máximos en las columnas

| Espectro | d _(máx.) | a _(máx.) | Desplazamiento máximo en columnas | | |
|----------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|--------|-------|
| | | | L = 15 | L = 10 | L = 8 |
| | m | m/s ² | m | | |
| EEPC | 0.665 | 0.175 | 0.318 | 0.251 | 0.223 |
| EED | 0.562 | 0.292 | 0.234 | 0.176 | 0.154 |
| EEVS | 0.458 | 0.300 | 0.140 | 0.094 | 0.078 |
| EECD | 0.370 | 0.307 | 0.073 | 0.034 | 0.022 |
| EES | 0.235 | 0.215 | 0.027 | 0.010 | 0.005 |

Tabla 6.6 Desplazamientos permitidos en las columnas

| Espectro | ϕ permitida de la base | | | Desplazamiento permitido en columnas | | |
|----------|-----------------------------|--------|-------|--------------------------------------|--------|-------|
| | L = 15 | L = 10 | L = 8 | L = 15 | L = 10 | L = 8 |
| | Rad | | | m | | |
| EEPC | 0.025 | | | 0.375 | 0.250 | 0.200 |
| EED | 0.020 | | | 0.300 | 0.200 | 0.160 |
| EEVS | 0.015 | | | 0.225 | 0.150 | 0.120 |
| EECD | 0.014 | 0.010 | 0.008 | 0.204 | 0.099 | 0.067 |
| EES | 0.007 | 0.005 | 0.004 | 0.109 | 0.049 | 0.031 |

Si $\frac{d_{\text{limite}}}{d_{\text{maximo}}} \leq 1.0$ el desplazamiento que desarrolla la columna es mayor al límite

establecido por lo que presentará daños mayores a los aceptables. La Tabla 6.7 muestra esta relación y podemos ver que el desplazamiento para los estados límites de prevención del colapso y el del espectro de diseño, quedan por debajo o ligeramente arriba del límite propuesto. Por otro lado, para el estado límite de servicio, la relación de desplazamientos queda bastante arriba del valor máximo.

Tabla 6.7 Relación de desplazamiento permisible entre desplazamiento máximo

| Espectro | L = 15 | L = 10 | L = 8 |
|----------|--------|-------------|-------------|
| C | 1.18 | 1.00 | 0.90 |
| | 1.28 | 1.14 | 1.04 |
| | 1.60 | 1.60 | 1.55 |
| C | 2.80 | 2.0 | 3.04 |
| | 3.8 | 5.11 | 5.7 |

Finalmente en la Tabla 6.8 se muestran las ductilidades de desplazamiento que alcanzaron las columnas de las tres pilas. Para el estado límite de servicio no se rebasa el límite de fluencia en ninguno de los casos. Para el estado de control de daño la ductilidad de las pilas es menor a 2.5, en el estado de seguridad la pila de 8 m alcanza un desplazamiento de 8.3 veces el desplazamiento de fluencia mientras que la columna más esbelta alcanza 4.55 veces d_y . Por último para el estado de prevención de colapso las ductilidades exceden la capacidad de rotación de las pilas de 8 y 10 m.

Tabla 6.8 Ductilidades de desplazamiento desarrolladas por las columnas en cada estado.

| Estado | L = 15 | L = 10 | L = 8 |
|--------|--------|--------------|--------------|
| C | 10.31 | 17.99 | 23.89 |
| | 7.57 | 12.63 | 16.47 |
| | 4.55 | 6.74 | 8.30 |
| C | 2.35 | 2.45 | 2.37 |
| | 0.8 | 0.68 | 0.57 |

6.3. Evaluación del puente considerando diferentes espectros

El procedimiento descrito en el apartado 6.2 se refiere a un caso particular de ubicación del puente, para el cual se llega a la conclusión de que su capacidad es adecuada para los niveles de seguridad adoptados salvo para la pila de 8 m para el estado límite de prevención del colapso. Con el propósito de mostrar los resultados que pueden obtenerse para otros niveles de peligro sísmico, en este subcapítulo se determinan las demandas de desplazamiento y aceleración en el puente, considerando diferentes espectros propuestos en el Manual de la CFE. Las zonas sísmicas y tipo de suelo que se eligieron se muestran en la Tabla 6.9 así como el coeficiente sísmico y los periodos característicos de los espectros de diseño. La Fig. 6.23 muestra los espectros seleccionados aceleración-periodo y aceleración-desplazamiento. Es importante señalar que las ordenadas se afectaron por 1.5 por considerarse una estructura importante.

Tabla 6.9 Valores para la construcción del espectro de diseño para estructuras tipo B

| Zona sísmica | Tipo de suelo | a_0 | C | T_a (s) | T_b (s) | R |
|--------------|---------------|-------|------|-----------|-----------|-----|
| B | II | 0.08 | 0.30 | 0.3 | 1.5 | 2/3 |
| | III | 0.10 | 0.36 | 0.6 | 2.9 | 1 |
| C | I | 0.36 | 0.36 | 0.0 | 0.6 | 1/2 |
| | II | 0.64 | 0.64 | 0.0 | 1.4 | 2/3 |
| | III | 0.64 | 0.64 | 0.0 | 1.9 | 1 |
| D | I | 0.50 | 0.5 | 0.0 | 0.6 | 1/2 |

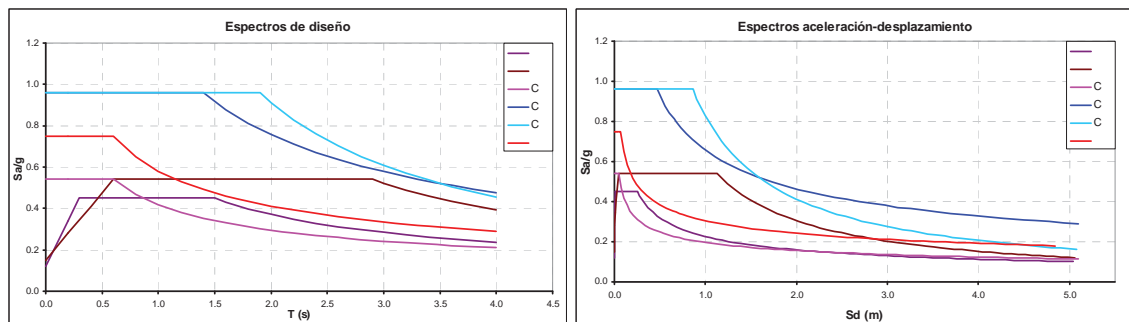


Fig. 6.23 Espectros de diseño

El procedimiento que se sigue es igual al del ejemplo uno. Los valores de desplazamiento para cada zona sísmica y tipo de terreno son los de la Tabla 6.10. En la Fig. 6.24 se ubican los desplazamientos máximos obtenidos para cada espectro con el fin de comparar el estado en que se encuentra el puente dependiendo de su ubicación. La Tabla 6.10 también muestra la ductilidad de desplazamiento global alcanzada, el periodo y amortiguamiento efectivos y la relación entre el valor de la aceleración espectral y la demanda de aceleración que se obtiene con el procedimiento lineal equivalente, para determinar la reducción al espectro elástico que se estima con el procedimiento.

Tabla 6.10 Resultados para diferentes zonas sísmicas

| Espectro | d (m) | a/g | μ | ζ_{eff} (%) | T_{eff}/T_0 | a_{esp}/g | $a_{\text{esp}}/a_{\text{máx}}$ |
|--------------|---------------|---------------|-------------|--------------------------|----------------------|--------------------|---------------------------------|
| B-II | 0.3973 | 0.3049 | 1.16 | 5.12 | 1.01 | 0.36 | 1.17 |
| B-III | 0.7054 | 0.1940 | 2.12 | 9.60 | 1.20 | 0.54 | 2.78 |
| C-I | 0.3148 | 0.2884 | 1.00 | 5.00 | 1.00 | 0.29 | 1.00 |
| C-II | 1.2690 | 0.0000 | 3.83 | 19.31 | 1.74 | 0.58 | - |
| C-III | 1.3000 | 0.0000 | 4.00 | 19.96 | 1.67 | 1.63 | - |
| D-I | 0.4504 | 0.3008 | 1.35 | 5.56 | 1.02 | 0.40 | 1.32 |

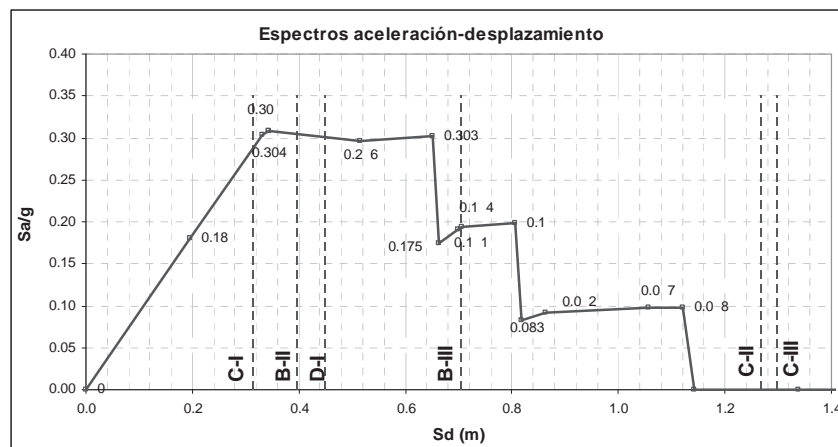


Fig. 6.24 Desplazamientos máximos

Para el espectro C-I el puente se encuentra en el intervalo elástico, ni el periodo ni el amortiguamiento efectivo se modificaron (Tabla 6.10) y la relación entre la aceleración del espectro y la correspondiente a la curva de capacidad es la misma. Para el caso de los espectros B-II y D-I se tienen un amortiguamiento y periodo efectivo diferente al inicial, el puente ya no se encuentra en el tramo elástico pero el puente tiene capacidad de resistir el nivel de aceleración para la zona y tipo de terreno mencionados. Para los otros tres casos B-III, C-II y C-III, al menos una de las pilas ya agotó su capacidad de rotación por lo que el puente falla para estas condiciones.

Puede observarse también, la variación del amortiguamiento que llega a 19% en los casos críticos y 9.6 % para el espectro B-III. El periodo efectivo se incrementa hasta un 74% lo que equivale a un decremento del 300% en la rigidez del sistema. La reducción de la coordenada del espectro se observa en la última columna, en la que se observa valores entre 2.78% y 1.0. Para los casos C-II y C-III no es posible determinar dicho valor.



Capítulo 7

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que se derivan de este trabajo se describen a continuación

1. Se realizó un estudio paramétrico para determinar la influencia de de los principales parámetros que afectan a la relación $M - \phi$. Se encontró que los parámetros más importantes son el porcentaje de acero longitudinal ρ_l , porcentaje de carga axial $P/(A_g f_c')$ y porcentaje de acero transversal ρ_s .
2. El porcentaje de refuerzo longitudinal también afecta a la deformación última del concreto ε_{cu} de manera que si aumenta ρ_l disminuye ε_{cu} . La curvatura de fluencia también se ve afectada por ρ_l , a mayor porcentaje de refuerzo longitudinal mayor es la curvatura de fluencia. Y la curvatura plástica se afecta de manera contraria a la curvatura de fluencia, es decir va disminuyendo conforme aumenta ρ_l . De manera general, en la curva $M - \phi$ porcentajes mayores de acero longitudinal incrementan los momentos de fluencia y último aunque hacen que la curvatura última disminuya y aumente la curvatura de fluencia y la curvatura de ductilidad μ_ϕ del elemento se reduzca.
3. Si la cuantía de refuerzo transversal aumenta, la deformación última del concreto aumenta debido al efecto del confinamiento y también la curvatura plástica. La curvatura última aumenta conforme aumenta ρ_s , el momento último también aumenta pero no de una manera significativa, mientras que el momento y la curvatura de fluencia no se ven afectados por la cantidad de acero transversal.
4. A mayor porcentaje de carga axial, menor es la curvatura plástica ya que disminuye la curvatura última y aumenta muy poco la curvatura de fluencia, reduciendo significativamente la μ_ϕ
5. Se propone una expresión para estimar la curvatura de fluencia en secciones rectangulares (expresión 5.30) y circulares (expresión 5.31) a partir de los parámetros que tienen una influencia apreciable en su magnitud, la magnitud de la carga axial y el porcentaje de acero longitudinal.
6. Se estudiaron también otras variables como el esfuerzo de compresión del concreto f_c' y la relación de aspecto de columnas rectangulares. Se llegó a la conclusión de que a pesar de que el f_c' afecta a la curvatura plástica, la variación es mínima, por lo que no se considero un parámetro de importancia.



7. En cuanto a la relación de aspecto h/b de las columnas rectangulares, tenemos que al aumentar la relación h/b aumenta la resistencia de la sección pero disminuye la ductilidad ya que la curvatura última disminuye, sin embargo el efecto es menor si se le compara con las variables anteriores.
8. En este trabajo se adaptó un procedimiento de evaluación simplificado y se propuso una escala para determinar las acciones que deben seguirse después de la evaluación.
9. Se propuso un procedimiento de evaluación para puentes existentes mediante un análisis estático no lineal, basada en el procedimiento del ATC-40
10. Para realizar el análisis estático no lineal, se necesitó definir las propiedades de las articulaciones plásticas para lo cual se elaboró un programa de computadora en Fortran 90 que calcula la relación momento-curvatura $M - \phi$ para los tipos de falla que pueden presentarse en puentes existentes. Las fallas que toma en cuenta son fallas por flexión, traslapes en la zona de articulación plástica, por falta de confinamiento y falla prematura por cortante.

Todos los conceptos anteriores se integraron en este trabajo de tesis para la metodología de la evaluación propuesta.

Trabajos de investigación complementarios

A partir de este trabajo se derivan las siguientes líneas de investigación:

- Considerar otro tipo de secciones en los diagramas de momento-curvatura por ejemplo secciones huecas que son utilizadas en puentes de grandes dimensiones.
- Evaluar diferentes propuestas de periodo y amortiguamiento efectivo
- Definir los periodos de retorno y espectros de evaluación para diferentes estados de riesgo sísmico para las distintas zonas del país.
- Hacer un estudio detallado para estimar los desplazamientos máximos para los estados límites
- Definir un procedimiento detallado de evaluación



BIBLIOGRAFÍA

ATC-55 Project (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Applied Technology Council.

Bertero, R. D. y Bertero V. V. (2002), "Performance Based Design Engineering: The Need for a Reliable Conceptual Comprehensive Approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Caltrans (2003), "Seismic Design Criteria", Versión 1.3, California, USA.

Computers and Structures Inc. (2004), "Sap 2000 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures", Version 9, Berkeley, California, USA.

Gilani, A. S., Mahin, S. A., Fenves, G. L., Aiken, I. D., Chavez, J. W. (1995), "Field Testing of Bridge Design and Retrofit Concepts", College of Engineering, University of California at Berkeley, Repotte No.UCB/EERC-95/14.

González, A., (2000), "Estado del Arte sobre Disipadores de Energía y Aisladores de Base en Puentes", Tesis de Maestría, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Michoacán.

Jara, M. (2005), "Amortiguamiento Equivalente para Puentes con Aisladores de Base Histeréticos", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo XI-03, México D.F.

Jara, M. (2004), "Procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos, para puentes con aisladores de base histeréticos", Tesis para obtener el grado de Doctor por la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Jara, M. y Casas, J. R. (2002), "Criterios de Diseño de Puentes con Aisladores y Disipadores de Energía", Monografías de Ingeniería Sísmica, Editor A.H. Barbat.

Jara, M. y González, A. (2000), "Evaluación de la Capacidad Sísmica de Puentes", Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Kappos, A. J., Manolis, G. D. y Moschonas, I. F, (2001), "Seismic Analysis and Desing of R/C Bridge Including SSI Effects", Memorias Earthquake Resistant Engineering Structures III, Serie Advances in Earthqueke Eengineering, Third International Conference on Earthqueke Resistant and Engineering Structures, ERES III, Malaga.

Kwan, W. Y Billington, S. L. (2003), "Influence of Histeretic Behavior on Equivalent Period and Damping of Structural Systems", Journal of Infrastructure Systems, ASCE.



- Maldonado, E. (2000), "Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Puentes", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y Park, R., (1988), "Observed Strees-Strain Behavior of Confined Concrete", Journals of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y Park, R., (1988), "Teorical Stress-Strain model for confined concrete", Journals of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8.
- Ministry of Works and Development, (1983), "Design of Lead-rubber Bridge Bearinss, Civil division Publication CDP 818/A, Nueva Zelanda.
- Miranda, E. y Ruiz, J. (2001), "Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31
- Nilson, A. H. (1997). "Design of Concrete Structures", McGraw-Hill Companies, Inc. Doceava Edicion.
- Pauly T. y Priestley M. J. N. (1991), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", A Wiley-Interscience Publication. Jonh Wiley & Sons, Inc.
- Park, R. y Paulay, T. (1980), "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, Primera edición.
- Pezeshk, S., Chang, T. S., Yiak, K.C., Kung, H.T. (1993), "Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby Country, Tennessee", Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 4.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", A Wiley-Interscience Publication. Jonh Wiley & Sons, Inc.
- Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México. www.ssn.unam.mx
- Wai-Fah Chen, Lian Duan, (2000), "Bridge Engineering Seismic Design", CCR Press LLC.

Apéndice A

RIGIDEZ LATERAL DE UNA PILA CON N COLUMNAS

La rigidez lateral de un marco bajo la hipótesis de que las columnas están empotradas en su base, puede determinarse para dos casos extremos:

- Que la viga sea infinitamente rígida (ecuación A.1)
- Que la viga no tenga rigidez alguna (ecuación A.2)

$$k = \sum_{\text{columnas}} \frac{12EI_c}{L_c^3} \quad \text{A.1}$$

$$k = \sum_{\text{columnas}} \frac{3EI_c}{L_c^3} \quad \text{A.2}$$

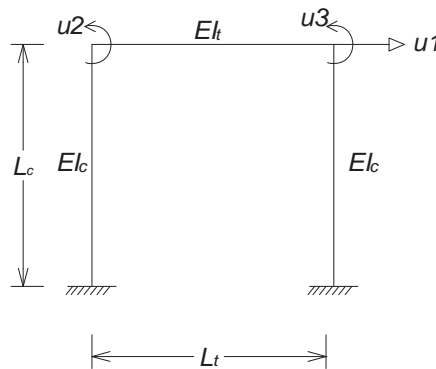


Fig. A.1 Pila con dos columnas y tres gl.

La rigidez para un caso real donde la rigidez de la viga no sea cero o infinita puede ser calculada mediante un procedimiento de condensación estática convencional. Cada nudo tiene seis grados de libertad, tres desplazamientos y tres rotaciones. Si nos limitamos al movimiento en el plano y suponemos que la rigidez axial en traveses y columnas es ∞ puesto que los valores de carga axial en pilas de puentes permiten hacer esta suposición, entonces los grados de libertad se reducen a dos giros (uno por nudo) y un desplazamiento horizontal. La matriz de un marco con dos columnas y considerando los grados de libertad mostrados en la Fig. A.1 es:



$$k = \begin{bmatrix} \frac{24EI_c}{L_c^3} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} & \frac{4EI_t}{L_t} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{4EI_t}{L_t} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} \end{bmatrix}$$

condensando la matriz a un solo grado de libertad horizontal tenemos que

$$k_{2columnas} = \frac{12EI_c}{L_c^3} \frac{1+6\rho}{2+3\rho} \quad \text{A.3}$$

donde

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c}$$

I_t es la inercia de la trabe

I_c es la inercia de la columna

L_t es la longitud de la trabe

L_c es la longitud de la columna

De manera similar la matriz para un marco de 3 columnas mostrado en la Fig. A. 2 es:

$$k = \begin{bmatrix} \frac{36EI_c}{L_c^3} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} & 0 & \frac{2EI_t}{L_t} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & 0 & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} & \frac{2EI_t}{L_t} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{2EI_t}{L_t} & \frac{2EI_t}{L_t} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{8EI_t}{L_t} \end{bmatrix}$$

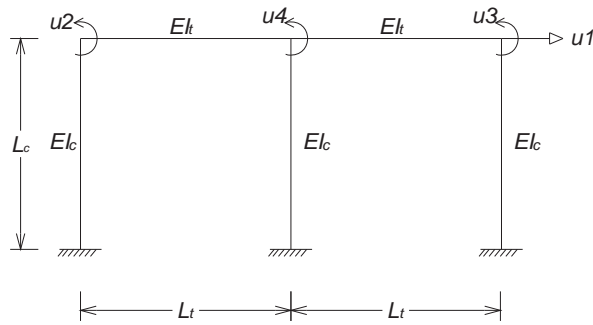


Fig. A. 2 Pila con 3 columnas y 4 gl

condensando al grado de libertad horizontal tenemos:

$$k_{3columnas} = \frac{18EI_c}{L_c^3} \frac{1+9\rho+6\rho^2}{2+6\rho+3\rho^2} \tag{A.4}$$

Para un marco de cuatro columnas (Fig. A. 3) y cinco grados de libertad la matriz es:

$$k = \begin{bmatrix} \frac{48EI_c}{L_c^3} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} & 0 & \frac{2EI_t}{L_t} & 0 \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & 0 & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{4EI_t}{L_t} & 0 & \frac{2EI_t}{L_t} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{2EI_t}{L_t} & 0 & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{8EI_t}{L_t} & \frac{2EI_t}{L_t} \\ \frac{6EI_c}{L_c^2} & 0 & \frac{2EI_t}{L_t} & \frac{2EI_t}{L_t} & \frac{4EI_c}{L_c} + \frac{8EI_t}{L_t} \end{bmatrix}$$

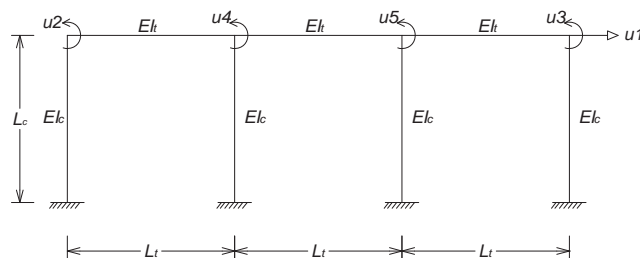


Fig. A. 3 Marco con 4 columnas y 5 gl

Condensando a un grado de libertad tenemos:

$$k_{4columnas} = \frac{24EI_c}{L_c^3} \frac{4+41\rho+36\rho^2}{8+28\rho+18\rho^2} \quad A.5$$

Con las ecuaciones A.3, A.4 y A.5 se trazó la gráfica de la Fig. A. 4 normalizada cada una con el número de columnas con el que fueron obtenidas y se observa que la diferencia entre ellas es mínima, por lo que se decidió tomar de base la línea de el marco con tres columnas para la figura 4.1. La tabla muestra la diferencia en porcentaje de las ecuaciones normalizadas para diferentes relaciones de inercia ρ y se observa que el porcentaje de variación no es muy grande.

Tabla A. 1 % de diferencia de rigidez

| ρ | 2 columnas | 3 columnas |
|--------|------------|------------|
| 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 |
| 0.001 | 0.0015 | 0.0007 |
| 0.01 | 0.0136 | 0.0068 |
| 0.1 | 0.0665 | 0.0339 |
| 1 | 0.0375 | 0.0313 |
| 10 | 0.0014 | 0.0071 |
| 100 | 0.0000 | 0.0008 |
| 1000 | 0.0000 | 0.0001 |

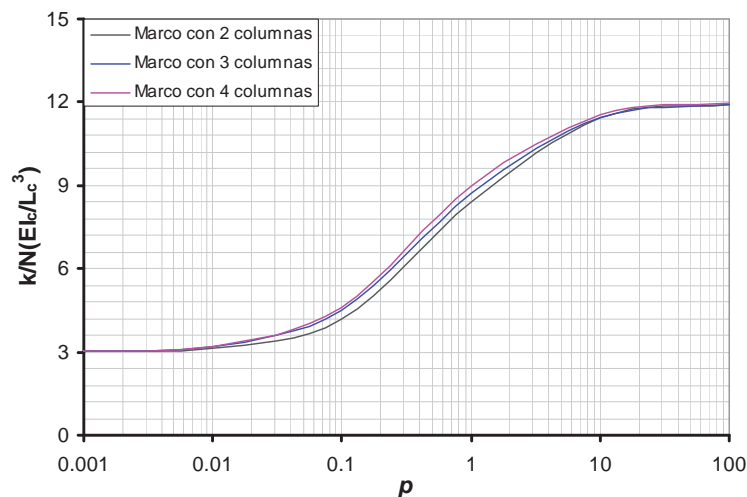


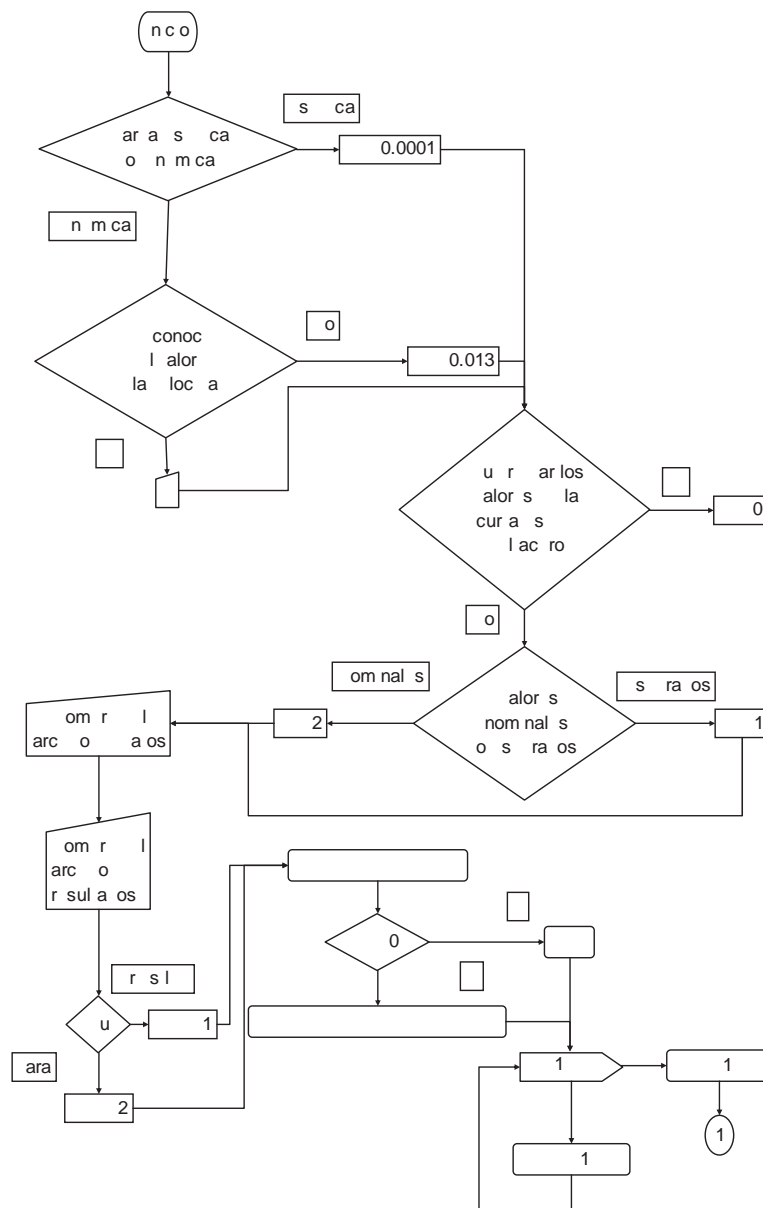
Fig. A. 4 Rigidez de un marco con 2, 3 y 4 columnas

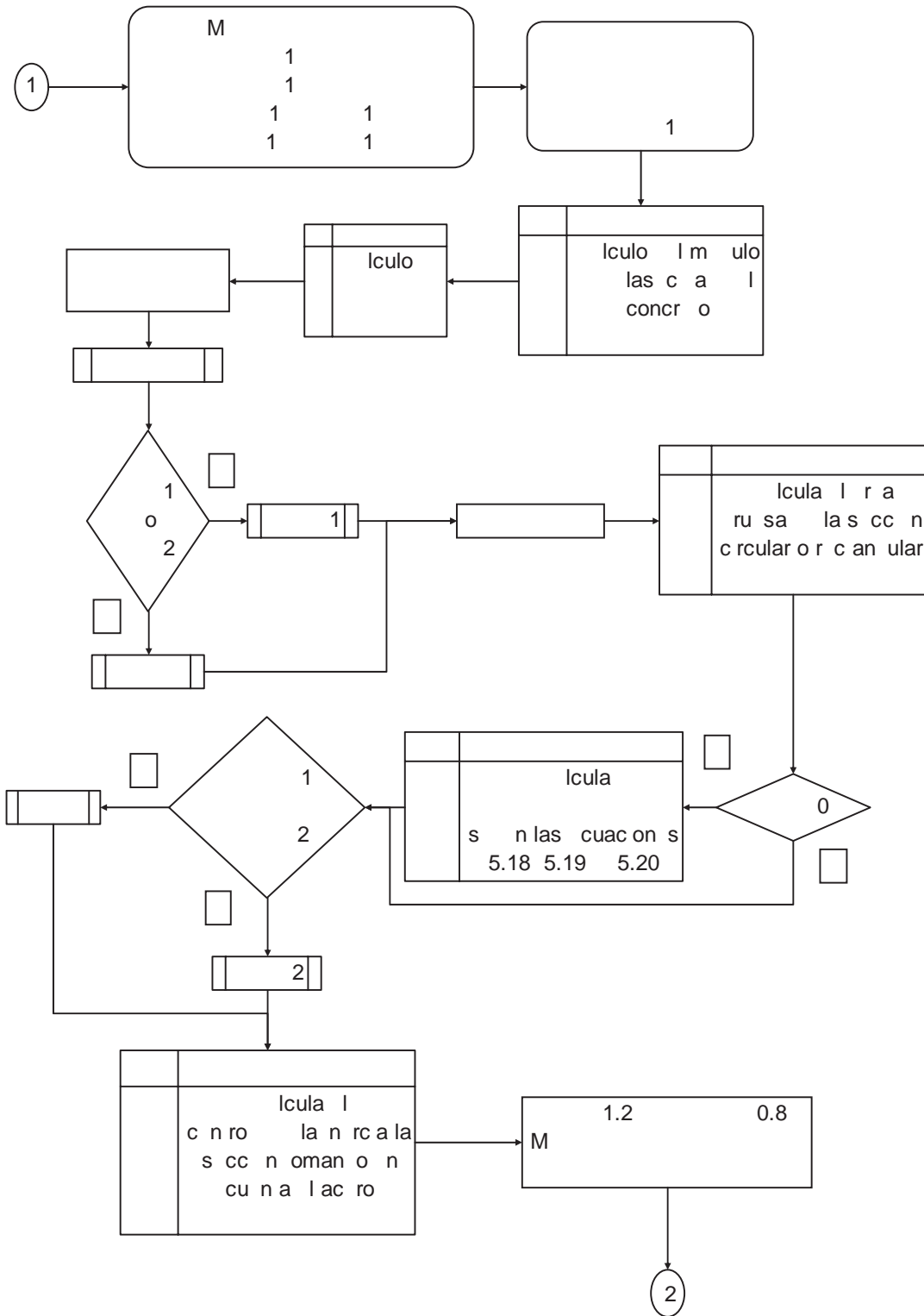
Apéndice B

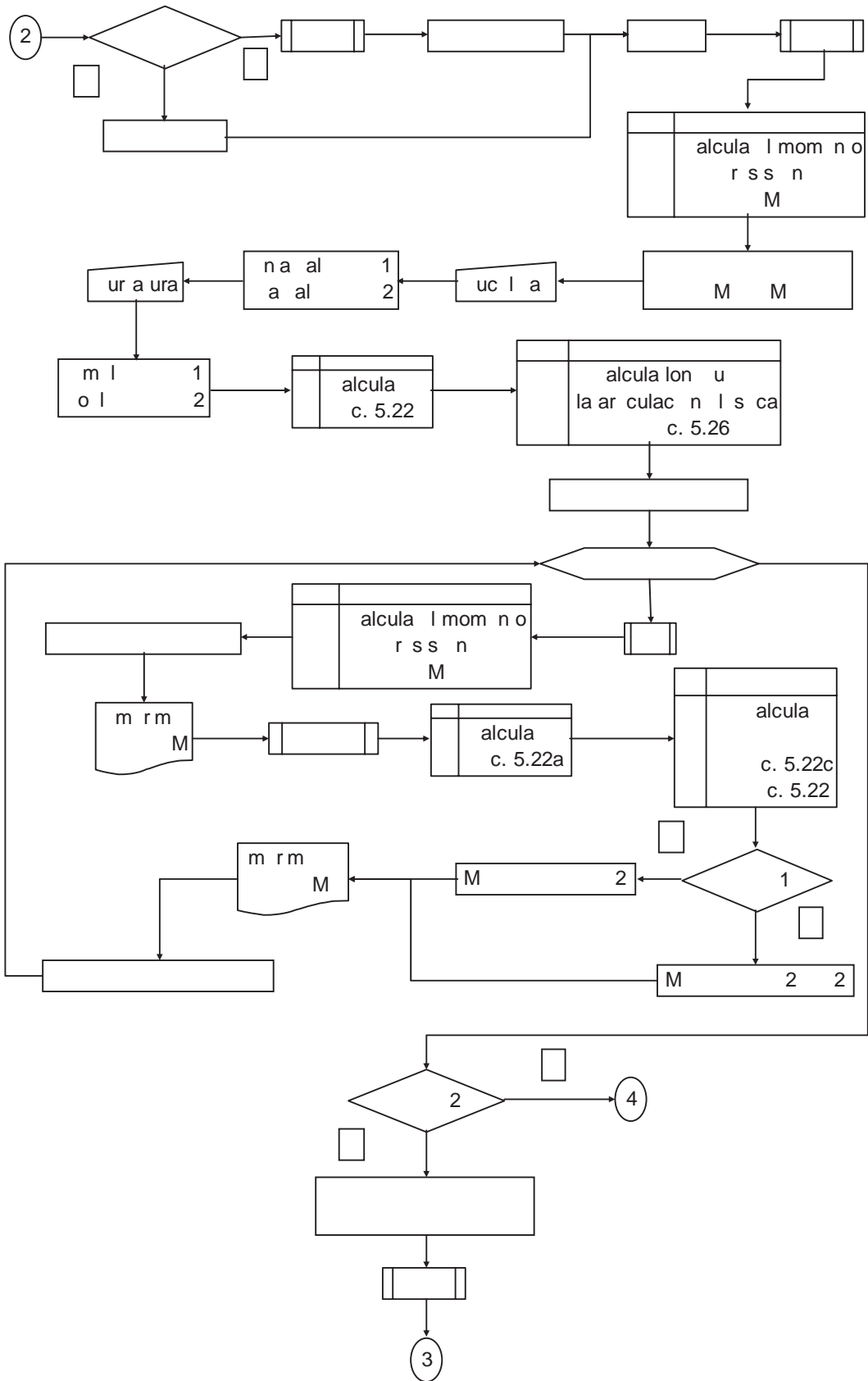
PROGRAMA MOM-CURV

El programa MOM-CURV calcula los diagramas momento-curvatura y momento- rotación de columnas circulares y rectangulares macizas. El programa esta en lenguaje FORTRAN 90 y a continuación se presenta un diagrama de flujo del programa, una breve descripción de las subrutinas y una lista de las variables que aparecen en el diagrama.

DIAGRAMA DE FLUJO









SUBROUTINAS

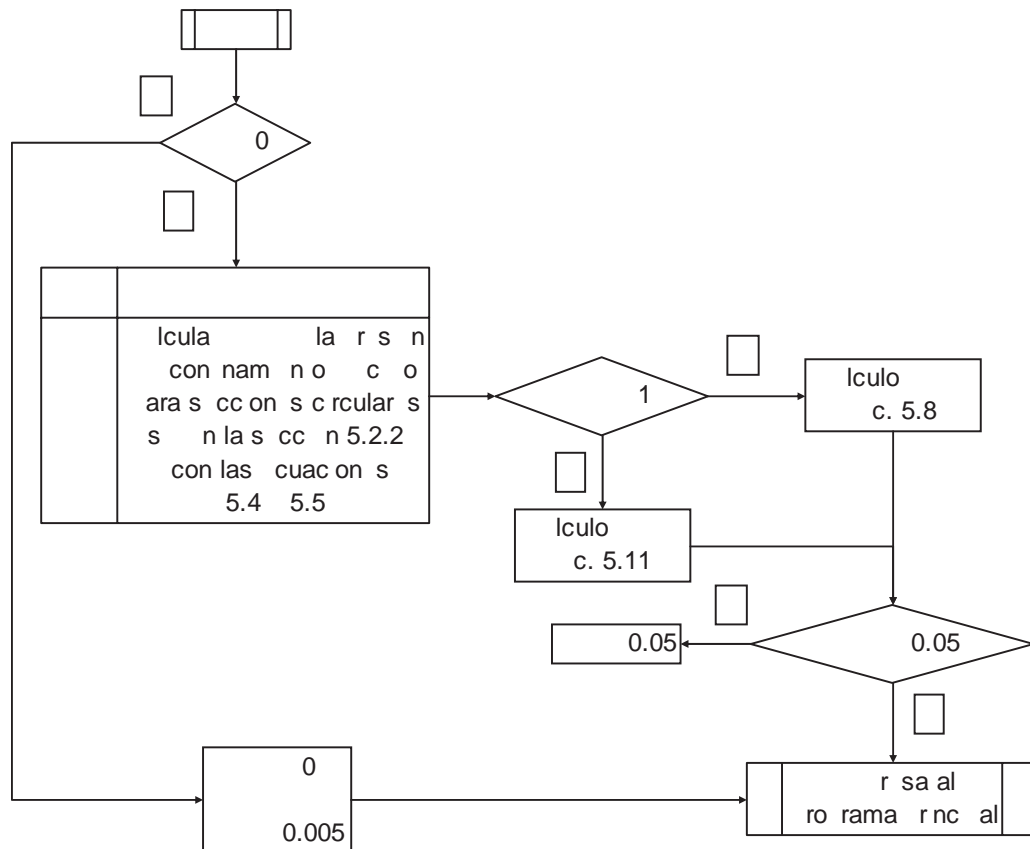
ACERO. Calcula los esfuerzos para la deformación correspondiente a cada lecho de acero según la expresión 5.3

AREA1. Calcula el área y centroide bajo la curva esfuerzo deformación del concreto para una deformación del concreto dada (ECONC) mediante incrementos de 2E-06.

AREATOT. Cambia los números de las varillas guardadas en [ACE] por el área correspondiente y las suma para obtener ASL

DATOS. Tiene almacenado los valores de FY, ESU, EY, ESH y FU nominales y esperados para cada número de varilla.

DESF. Calcula la deformación última, el esfuerzo máximo de compresión del concreto para secciones circulares.



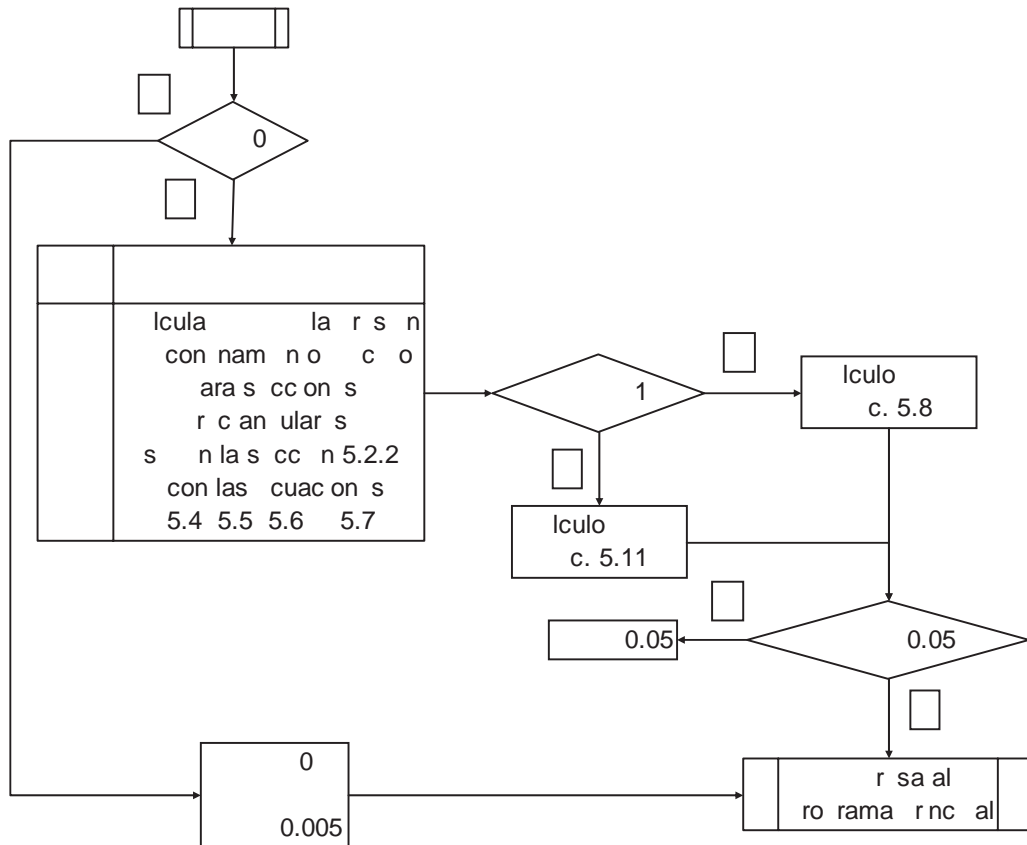
Variables de esta subrutina

FPCC esfuerzo máximo de confinamiento

KE coeficiente de confinamiento



DES2. Calcula la deformación última, el esfuerzo máximo de compresión del concreto para secciones rectangulares.

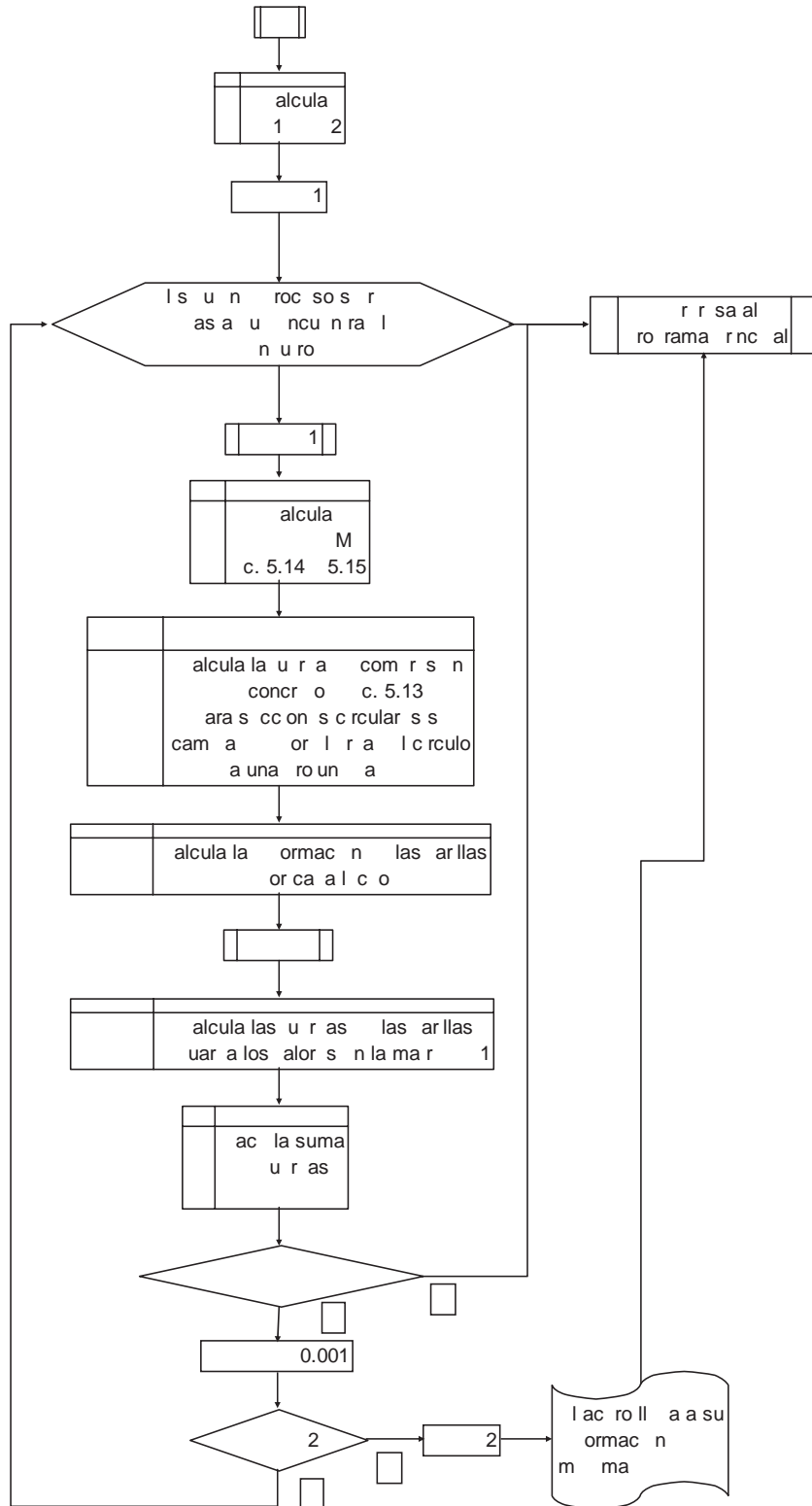


Variables de esta subrutina

FPCC esfuerzo máximo de confinamiento

KE coeficiente de confinamiento

EN. Calcula la profundidad del eje neutro y las fuerzas de compresión y tensión para una deformación del concreto dada. Calcula una profundidad mínima y máxima del eje neutro $Kd1$ y $KD2$ respectivamente en la cual no se rebasa la deformación del acero y empieza los cálculos con la profundidad mínima y la va variando con incrementos de 0.001 hasta encontrar el eje neutro adecuado, es decir, hasta que las suma de las compresiones y tensiones están dentro de una tolerancia.





Variables de esta subrutina

ALFA factor que toma en cuenta la forma del bloque de esfuerzos del concreto para la fuerza de compresión (ec. 5.14)

C fuerza de compresión del concreto

EQ sumatoria de fuerzas (compresión y tensión)

FIN si se alcanza primero la deformación última del acero en lugar de la del concreto $FIN = 2$

FSI matriz de fuerzas del acero

GAMA factor que toma en cuenta el brazo de palanca de la fuerza de compresión del concreto según la forma del bloque de esfuerzos

Kd1 valor mínimo del eje neutro para que no se exceda la deformación última del acero

Kd2 valor máximo del eje neutro para que no se exceda la deformación última del acero

EULT. Calcula la deformación del concreto que le corresponde a una cierta deformación del acero que entra como dato. La deformación del concreto la varía mediante incrementos de 0.00001, calcula el eje neutro para esa deformación y verifica la sumatoria de tensiones y compresiones y repite el proceso hasta que encuentre una deformación del concreto con la cual la sumatoria de fuerzas este dentro de una tolerancia.

Variables de esta subrutina

ALFA factor que toma en cuenta la forma del bloque de esfuerzos del concreto para la fuerza de compresión (ec. 5.14)

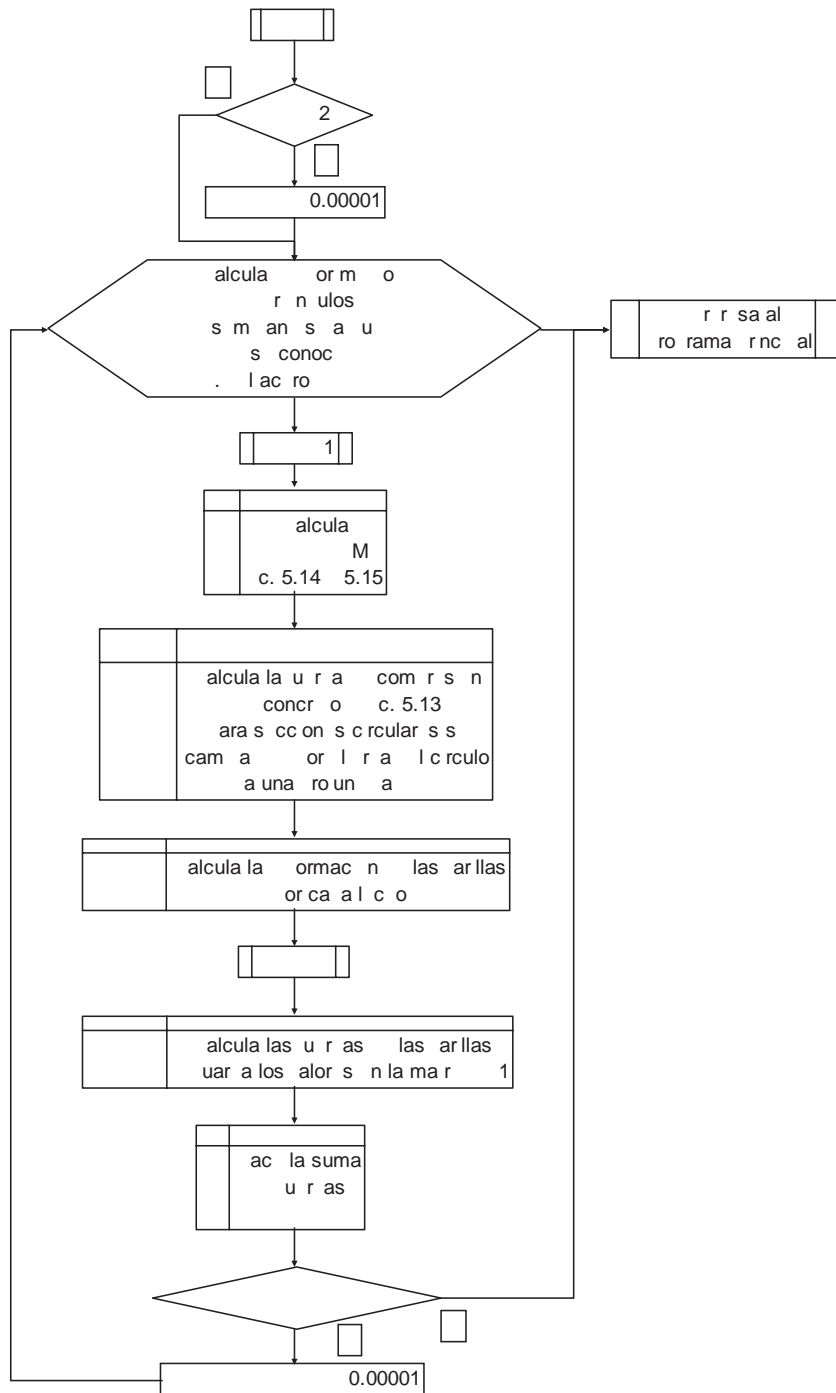
C fuerza de compresión del concreto

EQ sumatoria de fuerzas (compresión y tensión)

FIN si se alcanza primero la deformación última del acero en lugar de la del concreto $FIN = 2$

FSI matriz de fuerzas del acero

GAMA factor que toma en cuenta el brazo de palanca de la fuerza de compresión del concreto según la forma del bloque de esfuerzos



FRCORT. Calcula la ductilidad para el punto que esta calculando y con la gráfica 5.10 obtiene k según si DU es uno o dos.

GRAF1. Calcula es esfuerzo para diferentes deformaciones del acero según la sección 5.2.1 ecuación 5.3 y los imprime en un archivo llamado 'Esf-def(A).txt'.

GRAF2. Calcula FC correspondiente a una deformación dada del concreto.



VARIABLES

[ACE] matriz que guarda las varillas por lecho horizontal y vertical

AEST área de un estribo

{AEX} vector que guarda el área de cada estribo en el sentido x

{AEY} vector que guarda el área de cada estribo en el sentido y

AG área gruesa

ALFA es el ángulo que se forma entre el centroide de la zona de compresión por flexión y el punto de aplicación de la carga axial considerado en el centro de la sección

ASL área longitudinal total

B base de la sección

BE indica el tipo de curvatura simple = 1, doble = 2

D diámetro de la sección

DE factor de rigidez dinámico

DF factor de resistencia dinámico

DIAM diámetro de los estribos

{DISV} vector que guarda la distancia vertical de cada lecho al borde superior

CURV curvatura

CURVAGRI curvatura de agrietamiento

CURVY curvatura de fluencia

E deformación del acero para la cual se busca que deformación de concreto le corresponde

EC módulo de elasticidad del concreto

ECONC deformación del concreto

ES módulo de elasticidad del acero

ESH deformación donde empieza la etapa de endurecimiento por deformación

ESTRX número de estribos en x

ESTRY número de estribos en y

ESU deformación última del acero

EU deformación última del concreto

EUL controla la fórmula a usar en la deformación última del concreto $EUL = 1$ fórmula de Priestley y $EUL = 2$ fórmula de Jara

EY deformación de fluencia del acero

DU indica el tipo de ductilidad uniaxial = 1, biaxial = 2

FPC esfuerzo de compresión del concreto

FR módulo de rotura del concreto

FS esfuerzo máximo a tensión (ecuación 5.18)

FT esfuerzo de tensión del concreto

FU esfuerzo último del acero

FY esfuerzo de fluencia del acero



H altura de la sección

INC incremento con el que se varía la deformación del concreto

INE inercia de la sección

KD profundidad del eje neutro

L controla los valores de la curva esfuerzo deformación del acero $L = 0$ si yo los doy, $L = 1$ para valores esperados y $L = 2$ para valores nominales

LP longitud de la articulación plástica

LH no. de lechos horizontales

LS longitud de traslape

LT longitud total de la columna en mm

LV no. de lechos verticales

M momento resistente

MAGRI momento de agrietamiento

MC momento que genera la fuerza cortante

MR momento residual tomando en cuenta sólo el concreto (ec. 5.17)

MRI momento residual tomando en cuenta sólo el acero

MY momento de fluencia

P carga axial

PE perímetro asociado ala zona de falla por traslape. (ec. 5.19 y 5.20)

PH cuantía mínima de acero transversal (ec. 5.21)

PUNTOS número de puntos para las curvas

RE recubrimiento

S separación vertical de estribos, si no esta confinado $s = 0$

SI separación menor entre varillas contiguas

TIPO tipo de estribos: espirales(1), circulares(2) o rectangulares(3)

TOL tolerancia en el equilibrio de fuerzas

V velocidad de deformación del concreto

VC resistencia a cortante proporcionada por el concreto (ec.5.22a)

VN resistencia a total cortante (ec.5.22)

VP resistencia a cortante proporcionada por la carga axial (ec.5.22c)

VS resistencia a cortante proporcionada por el acero (ec.5.22b)

{*WY*} separación de los estribos de la x

{*WX*} separación de los estribos de la y

Y centroide de la sección