



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

***EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
PASOS VEHICULARES URBANOS CON ÉNFASIS EN  
EL ÍNDICE DE DAÑO FÍSICO EN COLUMNAS DE  
CONCRETO REFORZADO***

**T E S I S I N A**  
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES  
P R E S E N T A  
**ING. JESÚS HÉCTOR GARCÍA MAGAÑA**

Asesor.  
**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, NOVIEMBRE DEL 2008



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**Dedico este trabajo a los niños vulnerables del Municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México; sede de la FES Aragón.**

**Agradezco al Dr. Darío Rivera Vargas su tiempo, paciencia y dedicación en la dirección, revisión y corrección de este trabajo.**

**Agradezco a los miembros del sínodo:**

**M.I. Claudio Merrifield Castro**

**Ing. Alfredo Morales Netzahualcóyotl**

**Ing. Gerardo Mejía Meléndez**

**Ing. Enrique Hernández Quinto**

**La revisión, comentarios y sugerencias a este trabajo.**

## ÍNDICE

	Página
-CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	I-1
I.1 Antecedentes	I-1
I.2 Objetivo y alcances	I-3
I.3 Contenido	I-3
-CAPÍTULO II. DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO	II-1
II.1 ¿Por qué el diseño basado en desempeño?	II-1
II.2 Procedimientos de diseño sísmico por desempeño basado en desplazamiento	II-3
II.3 Procedimiento de Rivera y Meli	II-7
-CAPÍTULO III. CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	III-1
III.1 Variables significativas en la respuesta sísmica	III-1
III.2 Modelado analítico de puentes	III-1
III.3 Normatividad disponible	III-5
III.4 Metodologías disponibles en la literatura	III-6
3.4.1 Clasificación de metodologías	III-7
3.4.2 Metodologías para evaluación sísmica de edificios	III-8
3.4.3 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes	III-11
III.5 Análisis de las metodologías	III-25
-CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES CON BASE EN UN ÍNDICE DE DAÑO FÍSICO	IV-1
IV.1 Información necesaria para evaluar la vulnerabilidad sísmica puentes	IV-1
IV.2 Criterios y consideraciones asumidas	IV-2
IV.3 Calibración de la metodología	IV-4
4.3.1 Puente Hanshin Expressway de Kobe	IV-5
4.3.2 PIV SR118 Ruffner Ave, CA, USA	IV-12
4.3.3 PIV Mora Drive, CA, USA	IV-20
IV.4 Análisis de resultados	IV-28
-CAPÍTULO V. CASOS DE APLICACIÓN	V-1
V.1 Evaluación de estructuras existentes	V-1
V.2 Revisión de proyectos nuevos	V-5
-CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES	VI-1
-REFERENCIAS	r-1

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### I.1 Antecedentes

La ocurrencia de sismos de magnitud extraordinaria en áreas urbanas causa problemas relacionados no solo con pérdida de vidas humanas, sino también con el daño de diversos tipos de infraestructuras. Los puentes son componentes críticos dentro de los sistemas de transporte. La pérdida de la funcionalidad de estas estructuras inmediatamente después de la ocurrencia de sismos demuestra su importancia en todos los aspectos relacionados al proceso de respuesta de emergencias. Después de la ocurrencia de un sismo, y hasta la restauración de la normalidad es necesario hallar rutas alternativas con una consecuente pérdida de eficiencia de servicio en los sistemas de transporte. Por lo tanto, es importante desarrollar medidas que ayuden a mitigar posibles riesgos y consecuencias de daño sísmico en los puentes existentes.

El proceso de intervención en puentes, así como la aplicación de medidas de reforzamiento y adaptación a los códigos vigentes, es extremadamente costoso en tiempo y dinero. Por otro lado, las dependencias gubernamentales responsables de estas estructuras tienen recursos limitados, tanto económicos como humanos, para cubrir estas tareas. En una etapa preliminar, es extremadamente importante el uso de métodos para definir prioridades que permitan identificar y enlistar las estructuras que requieren ser reforzadas.

Durante los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwán (1999) se registraron enormes pérdidas económicas, en buena parte por fallas en los sistemas de transporte. El costo económico producido por el sismo de Loma Prieta totalizó 6000 millones de dólares, 1800 de los cuales correspondieron al sistema de transporte. Por su parte, después del sismo de Northridge colapsaron seis puentes importantes, cuya sola reparación requirió una erogación de 137.1 millones de dólares. Por último, las primeras evaluaciones de pérdidas económicas durante el sismo de Taiwán totalizaron 7.8, Gómez Soberón (2000).

Los últimos terremotos importantes, mencionados anteriormente, han puesto de manifiesto una vez más la vulnerabilidad de los puentes y los criterios inadecuados con que fueron proyectados. En este sentido es importante señalar que los puentes diseñados con códigos elaborados de 1990 a la fecha no han presentado daños considerables ante sismos devastadores; sin embargo los que fueron diseñados con reglamentos anteriores a los noventas, si han sido dañados considerablemente e incluso han colapsado. Se necesita, pues, actualizar los criterios empleados en el proyecto de estructuras resistentes a sismos, así como tener metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, sobre todo aquellas consideradas viejas. El proyecto de evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras es establecer una prioridad a la hora de reacondicionar las mismas, de forma que se refuercen primero aquellas que presentan un riesgo más elevado. De especial interés es el estudio de las columnas que han sido severamente dañadas en los últimos terremotos.

La vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. En términos generales pueden distinguirse dos tipos: la vulnerabilidad física y la vulnerabilidad social. La primera es más factible de cuantificarse, mientras que la segunda puede valorarse cualitativamente y es relativa, ya que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales, así como el grado de preparación de las personas (Rivera, 2007).

El presente trabajo centra su atención en la vulnerabilidad sísmica, por lo cual es preciso considerar que en gran medida la vulnerabilidad física de un puente depende directamente de la respuesta sísmica de la estructura, que en puentes es más difícil de determinar que en edificios.

Los puentes son estructuras únicas en su respuesta estructural comparadas con otras estructuras. Longitudinalmente son largos. Tienen variados tipos de superestructuras, subestructuras y cimentaciones, con geometría y características de respuesta dinámica complejas. Además, los puentes tienen un grado de indeterminación estática menor a los edificios, por esta razón la falla de un elemento estructural tal como columnas o cimentación llevará al colapso del sistema del puente entero. El efecto de la interacción suelo-estructura y la variación espacial de los movimientos del suelo son más significantes en puentes que en edificios ya que los puentes son un componente vital en los sistemas de transporte, deben tener suficiente seguridad sísmica durante un evento de esta naturaleza (Kawashima, 1998).

Los puentes son únicos en su respuesta estructural por varias razones. Longitudinalmente son largos, y consisten de muchos componentes estructurales los cuales contribuyen a la capacidad de resistencia del sistema completo. Los sistemas de piso que forman la superestructura son frecuentemente esviados y curvos, y las juntas de expansión intermedias dividen un puente en varios segmentos estructurales con diferentes periodos de vibración. Hay varios tipos estructurales con geometrías características de respuesta dinámica complejas. Muchos modos con periodos de naturales muy cercanos contribuyen a la complejidad de la respuesta estructural. El grado de indeterminación estática es mucho menor en los puentes que en los edificios, y por tanto la ductilidad de las pilas y columnas debe ser examinada cuidadosamente para prevenir fallas durante sismos de gran magnitud.

Se han desarrollado varios métodos analíticos para predecir la respuesta de los puentes, esto ha permitido construir puentes difíciles de diseñar cuando no se disponía de herramientas de análisis por computadora. Por ejemplo, el análisis preciso de respuesta sísmica, lineal o no lineal, es esencial para puentes de claros largos, puentes con características geométricas complejas, y puentes de gran altura. El uso de computadoras también ha sido muy útil en el análisis de puentes que han fallado durante sismos pasados, y ha contribuido en gran medida a mejorar los métodos de diseño sísmico (Kawashima 1998).

En México no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes como la que se ha dedicado a los edificios, prueba de ello es que no existe una práctica establecida común en el diseño sísmico de puentes. Lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional específica que permita justificar los criterios empleados (Rivera 2007).

Bajo la panorámica presentada en los párrafos anteriores, resulta clara la necesidad de contar con un procedimiento o metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y, con objeto de identificar aquellos puentes en riesgo y, en su caso, buscar el reforzamiento adecuado.

De forma general, el procedimiento para reducir el riesgo sísmico en puentes existentes puede seguir tres etapas:

- a. Análisis preliminar: Se busca establecer una clasificación sobre la vulnerabilidad de la estructura. La clasificación debe tener en cuenta el nivel de afectación que puede tener el puente dadas sus características de estructuración y de demanda sísmica.
- b. Evaluación detallada: Una vez establecida una primera clasificación, aquellas estructuras que resulten altamente vulnerables se someten a un estudio más detallado, empleando matemáticos más completos. Los resultados, junto con la experiencia personal, deben aportar suficientes datos para tomar las medidas apropiadas para reducir el riesgo.

- c. Esquemas de reforzamiento: Basándose en el estudio anterior, el criterio de los expertos y el presupuesto disponible, se toma la decisión sobre las medidas de reforzamiento que correspondan; atado de tableros, refuerzo de columnas, colocación de disipadores, derribo de la estructura, etc. (Lancelin, 2000).

En la actualidad el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), ha editado un cuaderno de investigación sobre una metodología simplificada para la evaluación sísmica de puentes urbanos (Rivera, 2007). Este trabajo representa una herramienta para obtener analíticamente de manera rápida el grado de vulnerabilidad física de un puente urbano aplicando el método de capacidad por desplazamiento; el valor del grado de vulnerabilidad física se puede transformar en indicadores de daño económico, normalizado con respecto al valor del costo inicial del sistema completo. Con la utilización de esta metodología simplificada es posible satisfacer la parte de la evaluación de la vulnerabilidad en puentes urbanos.

## I.2 Objetivo y alcances

En este trabajo se busca revisar los conceptos básicos del diseño por desempeño, en particular el basado en desplazamiento, como un procedimiento viable para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, bajo diferentes niveles de desempeño, situación que no se puede llevar a cabo con los métodos basados en resistencia.

De igual forma se busca revisar la metodología simplificada de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes propuesta por Rivera (2007), por ser desarrollada bajo conceptos de diseño por desplazamiento y que permite hacer una interpretación sobre los diferentes niveles de daño que pueden experimentar los puentes de concreto reforzado bajo la determinación de un índice de daño físico.

Para lograr lo anterior, en este trabajo se hace una calibración de esta metodología con casos reales de puentes que han sido dañados por sismo, para con ello establecer el nivel de confiabilidad que ofrece dicha metodología.

El trabajo se limita a estudiar pasos vehiculares urbanos de concreto reforzado, en el cual se pone especial atención en el mecanismo de daño de las columnas para efectos de evaluar su vulnerabilidad sísmica, ya que son elementos estructurales vitales en el buen comportamiento global del puente. De igual forma, no se estudian los efectos de interacción suelo-estructura.

## I.3 Contenido

Con el propósito de cumplir los objetivos anteriormente descritos, el presente trabajo se divide en seis capítulos, tal como se comenta a continuación.

El capítulo II presentan los conceptos relacionados al diseño sísmico por desempeño; las razones que motivaron al desarrollo de esta “nueva filosofía de diseño”, así como algunos comentarios sobre las ventajas de utilizarlo. Se incluyen en este capítulo algunos aspectos de los métodos de Priesley y Kowalsky; aunque sólo se presenta el desarrollo completo del procedimiento propuesto por Rivera y Meli basado en desplazamiento, ya que este es la base del trabajo desarrollado en el CENAPRED.

En el capítulo III, se presentan los criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes, considerando sus peculiaridades estructurales en comparación a edificios; se presentan también la normatividad disponible; así como, de manera resumida, algunos trabajos que se han desarrollado en el ámbito de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes así como un análisis de estos trabajos.

En el capítulo IV se detalla la metodología desarrollada por Rivera (2007) para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de pasos vehiculares urbanos. Se presentan también en este capítulo los parámetros y criterios que se utilizan para la calibración de la metodología propuesta, así como la calibración de la metodología de Rivera y el análisis de los resultados obtenidos.

En el capítulo V se aplica la metodología propuesta. Esta aplicación se hace tanto a estructuras existentes como a la revisión de proyectos de estructuras nuevas.

Finalmente en el capítulo VI se emiten las conclusiones sobre los aspectos más sobresalientes del trabajo, así como las recomendaciones derivadas del mismo.

## CAPÍTULO II. DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO

### II.1 ¿Por qué el diseño basado en desempeño?

Resulta útil iniciar diciendo que la práctica actual de diseño sísmico se realiza con un criterio primario de desempeño; es así, porque aunque busca los diferentes estados de funcionalidad estructural, solo lo intenta pronosticar mediante un solo escenario de diseño que resulta insuficiente.

Es bien conocida la tendencia mundial de incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado. Hoy en día es complicado a nivel de diseño conocer con precisión el nivel de daño esperado ante cualquier evento arbitrario; por ello, aún cuando las estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación del daño no esperado. Lo anterior se comprobó con los sismos de México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Hyogoken-Nanbu (Kobe 1995) entre otros, después de los cuales se aceleró la investigación en los llamados procedimientos de diseño sísmico por desempeño.

Las nuevas tendencias de diseño pretenden lograr estructuras con “comportamiento sísmico” predeterminado (nivel de comportamiento) con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (desempeño objetivo), cuando se sometan a solicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de peligro o riesgo uniforme asociado a cada nivel de funcionalidad. Lo anterior establece necesariamente varios escenarios de diseño y verificación, para los cuales debe existir la demanda asociada a una probabilidad de falla preestablecida. Lo que se pretende es establecer un procedimiento básico para la deducción del daño estructural espectralmente en términos de la demanda sísmica y la capacidad estructural conocida.

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico, tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten fallas con pérdidas materiales y humanas durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la posibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aún cuando estas estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren reparación. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño en desarrollo, de interés en el diseño de estructuras nuevas y en el reforzamiento de existentes, no solo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño, (Poland y Hom, 1997).

El diseño sísmico actual de las normas de construcción en México plantea para estructuras convencionales un escenario único de diseño para el cual se requiere que la estructura proteja la vida de sus ocupantes; este esquema plantea un comportamiento no lineal de las edificaciones y admite un daño que se busca lineal, sobresimplificando el problema y desconociendo el comportamiento de las estructuras para cualquier otro movimiento que se presente; esta filosofía de diseño entonces extrapola ese escenario y reconoce de antemano que para una demanda menor los daños serán menores; sin embargo, como se mencionó anteriormente, durante varios sismos pasados las estructuras han cumplido con su objetivo de preservar vidas, pero los daños y costos de reparación han sido dramáticos, aún en sismos menores al de diseño. Esto impulsó a muchos grupos de investigación en todo el mundo, principalmente en Estados Unidos y Japón, a la búsqueda de una “*nueva filosofía de diseño*” que permita predecir el daño de una mejor forma y establecer el comportamiento sísmico de las estructuras para cualquier demanda sísmica, (Gallego,

Las nuevas tendencias de diseño sismorresistente siguen el mismo principio de preservar vidas mencionado anteriormente, pero buscan llegar a construcciones con un comportamiento dinámico predecible para cualquier demanda que llegue a solicitarla. Básicamente lo nuevo de la idea es diseñar varios estados de servicio asociados a sus respectivas demandas. Según Faijar (1998) las nuevas

tendencias de diseño por desempeño no son un concepto nuevo. Versiones simplificadas de este son parte de los procedimientos actuales de diseño en muchos países del mundo; el diseño por desempeño corresponde a una extensión, generalización, formalización y cuantificación del diseño a estado límite de la práctica actual. Entre las principales iniciativas que propusieron la divulgación de estos procedimientos, se encuentran los informes Visión 2000, FEMA-273 y 274, NEHRP y ATC-33 y 40, entre otros.

Ejemplo de los niveles de desempeño que hasta ahora se han considerado se encuentran en las recomendaciones emitidas por la Structural Engineering Association of California (SEAOC), a través de su reporte "Vision 2000". En la figura 1 se presentan los objetivos de comportamiento, relacionados con los niveles de demanda sísmica. En esta figura, cada una de las líneas diagonales representa un objetivo de desempeño, el eje vertical representa intensidades sísmicas, mientras que el eje horizontal muestra los diferentes niveles de funcionalidad.

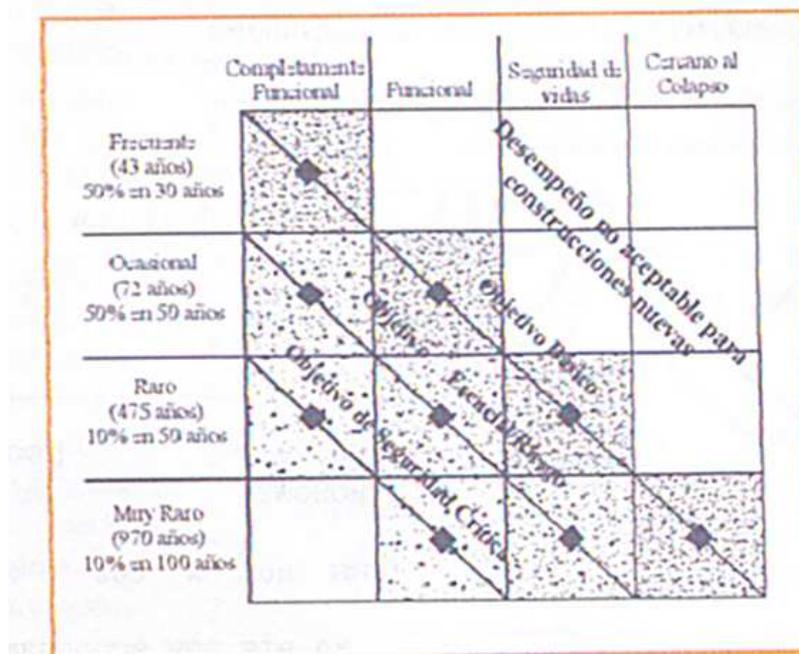


Figura 1: Objetivos de desempeño. Vision 2000 (1995).

FIGURA 2.1 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO. VISION 2000 (1995).

La matriz presentada en la figura 2.1 fue directamente tomada de estudios norteamericanos para el área de California que no refleja la realidad sismotectónica de otras regiones; por ejemplo el diseñar para periodos de retorno de 475 años en México conllevaría a estructuras incosteables, por ello se usan tan solo 150 años de periodo de retorno, ya que para este caso los espectros requieren condiciones de resistencia y rigidez costeables por parte de la sociedad.

Además, en la figura 2.1 no resulta claro el concepto de un sismo ocasional o el de un sismo muy raro; por ejemplo para los habitantes de Japón o de Ciudad de México, un sismo ocasional puede ser el que se presenta cada año como suele suceder en estos lugares; sin embargo un habitante de Brasil que se encuentre de visita en uno de estos lugares experimentará el evento como algo extraordinario, lo mismo sucede con las estructuras; y es que estas definiciones dependen directamente del peligro sísmico de un sitio particular.

En lo que respecta a demanda sísmica, tal vez un aspecto “nuevo” de las nuevas tendencias de diseño sismorresistente es la incorporación de la intensidad en términos de cantidades diferentes a la aceleración; por ejemplo: el diseño basado en desplazamientos y controlado por deformaciones desarrollado por Priestley (1993) y Moehle (1992), el diseño basado en energía y controlado por daño acumulado planteado desde los años 50’s por Housner y completado por Krawinkler (1997) y el diseño por capacidad ideado desde los 70’s por Freeman.

Una falla de los actuales reglamentos de construcción, constituye el hecho de tratar el problema de la demanda sísmica, esto es espectros de diseño de forma probabilística; por el contrario la estimación de la respuesta estructural, la estimación del daño y las posibles pérdidas los aborda de manera determinista; normalmente se verifican las condiciones de servicio mediante el chequeo de las distorsiones de entrepiso; debido a esta incompatibilidad en muchas ocasiones los daños resultan ser diferentes a los esperados.

El peligro sísmico en un sitio depende principalmente de tres factores: la sismicidad de las fuentes sísmicas que pueden afectarlo, la distancia entre dichas fuentes y el sitio, y por último los efectos de la geología local. La sismicidad se refiere a la descripción probabilística de la frecuencia con la que ocurren sismos en diferentes magnitudes en cada fuente. Para una fuente y magnitud dadas es posible estimar la intensidad del movimiento a cualquier distancia por medio de leyes de atenuación, las cuales toman en cuenta la disminución de dicha intensidad con el incremento en la distancia al epicentro o a la zona de ruptura. Finalmente el movimiento sísmico puede verse afectado por las condiciones locales del sitio. Este efecto es particularmente importante en el caso de depósitos de suelo blando, los cuales producen modificaciones muy importantes en la amplitud, contenidos de frecuencia y duración del movimiento sísmico.

Por otra parte, para definir el riesgo sísmico es necesario además del peligro sísmico definir la vulnerabilidad estructural en términos de algún tipo de parámetro. La vulnerabilidad de una estructura es la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño. Los parámetros que se utilizan para calcular el nivel de daño en una estructura son: la distorsión de entrepiso y la energía inducida al sistema durante los eventos.

Así, la ingeniería basada en desempeño implica el diseño, evaluación y construcción de estructuras que cumplan, tan económicamente como sea posible, con las inciertas demandas futuras que las condiciones de servicio y eventos naturales le impongan. La premisas son que los niveles y objetivos de desempeño puedan ser cuantificados, que el desempeño pueda predecirse analíticamente, y que el costo de un mejor desempeño pueda ser evaluado; de manera que sea posible construir estructuras más racionales, comercialmente hablando, en base a consideraciones de su ciclo de vida y no solo en su costo de construcción.

## II.2 Procedimientos de diseño sísmico por desempeño basado en desplazamiento

Bajo los enfoques presentados en el subcapítulo anterior, se han propuesto diversos procedimientos de diseño sísmico por desempeño, tales como: los basados en desplazamientos, los basados en energía y los basados en capacidad; se considera que el basado en desplazamientos es la opción más viable para el diseño sísmico de puentes de concreto reforzado, ya que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995).

De acuerdo con Sullivan et al. (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Moehle, 1992; Priestley et al,

1996), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de capacidad (Freeman, 1998), entre otros.

El procedimiento basado en desplazamiento directo, se basa en gran medida en el método de la estructura sustituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con ese enfoque se busca proveer del apropiado detallado al miembro, en cuanto al tamaño de la sección y cantidad de refuerzo, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño (Kowalsky, 2001). Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento objetivo, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño.

Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño enfocado a controlar el estado último, en el que los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación.

Los procedimientos propuestos hasta el momento se basan en la revisión de un solo nivel de desempeño, que usualmente es el de supervivencia. Rivera y Meli (2008) han propuesto un procedimiento de diseño en el que se revisan dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia, además de poder establecer una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura, y el tamaño y refuerzo de la sección, que sean adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño.

A continuación se describen brevemente los procedimientos propuestos por Priestley y Calvi (1996) basado en desplazamiento directo DDBD (Direct Displacement Based Design), así como el propuesto por Kowalsky (1995) basado en el criterio de la estructura sustituta. El procedimiento propuesto por Meli y Rivera, que es la base de la metodología de evaluación que se utiliza en este trabajo, se presenta con mayor amplitud en el subcapítulo II.3.

#### Procedimiento propuesto por Priestley y Calvi

El método basado en desplazamiento directo (DDBD) de estos autores se ilustra en la figura 1.1, el cual considera la representación de la columna como un sistema de un grado de libertad, figura 1.1(a). La envolvente bilineal de la respuesta desplazamiento-fuerza lateral de un solo grado de libertad se muestra en la figura 1.1 (b). Una rigidez elástica lineal  $k_i$ , es seguida por una rigidez de post-fluencia de  $r_i * k_i$ .

Mientras que el diseño sísmico basado en fuerza representa una estructura en términos de elasticidad, pre-fluencia, propiedades (rigidez inicial  $k_i$ , amortiguamiento elástico), el método DDBD representa la estructura por la rigidez secante  $K_e$  en el desplazamiento máximo  $\Delta_d$ , figura 2.2 (b), y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$ , combinación del amortiguamiento elástico con la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Así, en la figura 2.2 (c) se muestra que para un nivel dado de demanda de ductilidad, un edificio de marcos de acero estructural con miembros compactos será asignado a un nivel más alto de amortiguamiento viscoso equivalente que un edificio de marcos de concreto reforzado, o puente de concreto, como consecuencia de los lazos de histéresis más gruesos.

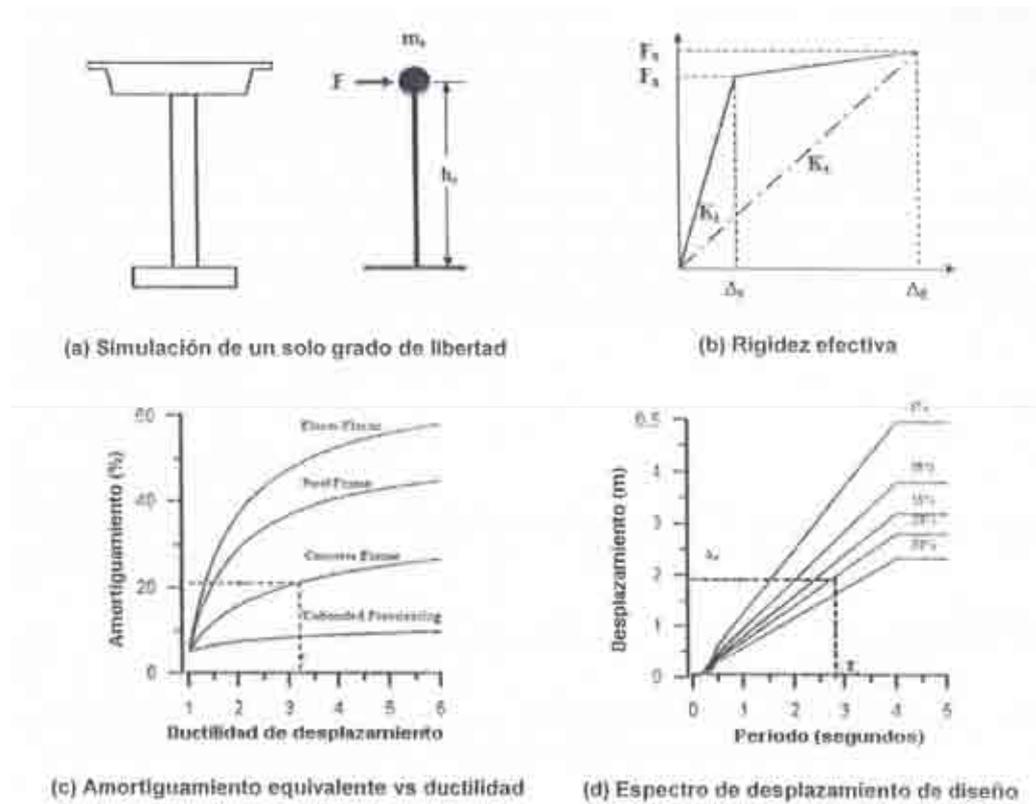


FIGURA 2.2 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO DIRECTO

Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinada, y el correspondiente amortiguamiento estimado de la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo  $T_e$ , en la respuesta de desplazamiento máximo puede ser leído de una serie de espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento, como se muestra en la figura 2.2 (d). La rigidez efectiva  $k_e$ , del sistema de un grado de libertad equivalente en el desplazamiento máximo puede ser encontrada invirtiendo la ecuación normal para el periodo de un oscilador de un grado de libertad dado por:

$$k_e := \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

donde,  $m_e$  es la masa efectiva de participación de la estructura en el modo fundamental de vibración. De la figura 2.2 (b), la fuerza lateral de diseño  $F_u$ , que representa el cortante basal de diseño se evalúa con:

$$F_u = vB = k_e \Delta_d$$

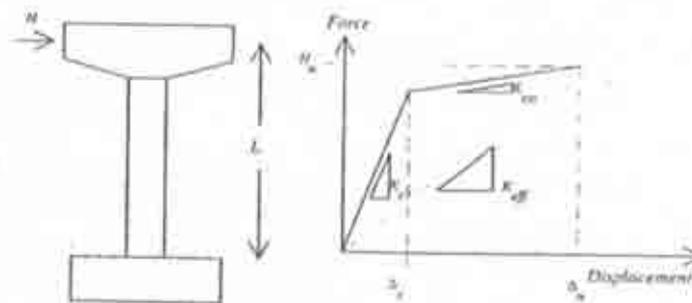
### Procedimiento de Kowalsky (1995)

En este trabajo se presenta un método racional donde la resistencia del miembro y la rigidez dependen del desplazamiento objetivo, contrario al proceso de diseño sísmico tradicional. Kowalsky presenta un procedimiento de diseño basado en desplazamiento que es aplicado para el diseño de columnas de puentes con geometría regular en planta y elevación.

La base fundamental del diseño sísmico sigue en el supuesto de que un espectro de respuesta de aceleración elástico proporciona los mejores medios para establecer el desempeño requerido de una estructura.

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos de Kowalsky requiere el uso de la estructura sustituta. El criterio de la estructura sustituta es un procedimiento donde un sistema inelástico es modelado como un sistema elástico equivalente. El sistema elástico equivalente es conocido como la estructura sustituta y tiene propiedades de rigidez efectiva  $K_{eff}$ , amortiguamiento efectivo  $\zeta$ ; y periodo efectivo  $T_{eff}$ . La figura 2.3 representa una aproximación bilineal de la respuesta estructural fuerza-desplazamiento de un sistema de un grado de libertad. La rigidez de la sección agrietada  $K_{cr}$ , está basada en el análisis de una sección agrietada en la primera fluencia del refuerzo. Una rigidez post-fluencia  $K_{co}$ , esta basada en resultados de un análisis de momento curvatura.

La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , es la rigidez secante para el desplazamiento máximo  $\Delta_u$ . El amortiguamiento efectivo  $\zeta$ , está relacionado con la energía histerética absorbida. Puesto que las propiedades efectivas de la estructura sustituta son elásticas, un juego de espectros de respuesta elásticos puede ser usado para el diseño. Por eso, el criterio de la estructura sustituta permite un sistema inelástico para ser analizado y diseñado usando espectros de respuesta elásticos.



**FIGURA 2.3 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA EN UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD DE LA COLUMNA DE UN PUNTE**

El diseño para un desplazamiento dado, se requiere de una serie de espectros de respuesta de desplazamiento. La figura 2.4 representa un espectro de respuesta de desplazamiento para varias relaciones de amortiguamiento, espectro de respuesta de aceleración escalado a una aceleración específico, el espectro de respuesta de desplazamiento elástico puede ser usado para obtener un valor para el período efectivo de la estructura sustituta,  $T_{eff}$ . La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , puede entonces ser calculada y en consecuencia diseñada la estructura. En el trabajo de Kowalsky (1995) se describe ampliamente este procedimiento de diseño.

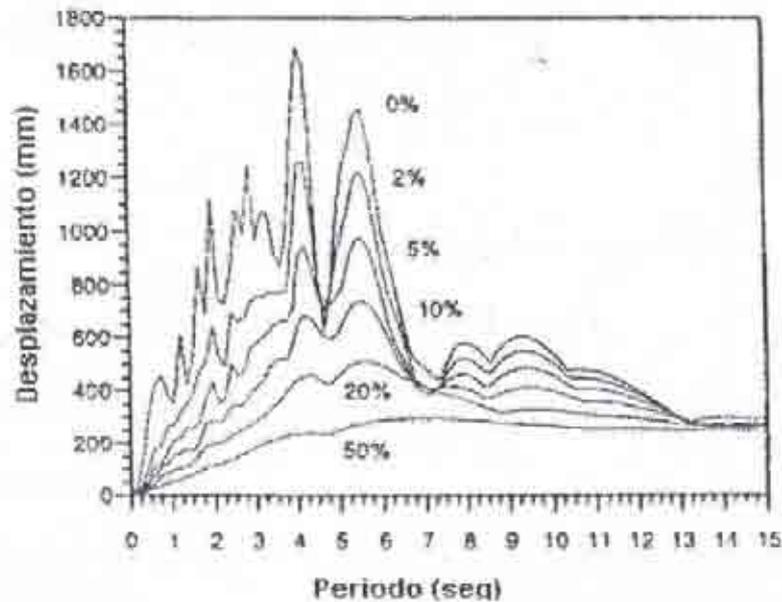


FIGURA 2.4 ESPECTRO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO

### II.3 Procedimiento de Rivera y Meli (2008)

En el trabajo realizado por Rivera y Meli, se propone un procedimiento de diseño sísmico, basado en el desplazamiento, de columnas de concreto reforzado de puentes, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. La capacidad de desplazamiento de las columnas se calcula con expresiones empíricas en función de las dimensiones de la sección, de su cuantía de refuerzo longitudinal, de la carga axial, del refuerzo de confinamiento y de la esbeltez. Se determina primero el refuerzo longitudinal requerido para que no exceda su deformación de fluencia bajo el sismo de servicio; después se define el refuerzo de confinamiento necesario para que, ante el sismo de supervivencia, no se exceda el desplazamiento lateral de colapso.

#### Definición de los estados límites o niveles de desempeño

##### Estado límite de servicio.

Para definir este estado límite de diseño, Rivera y Meli (2008), llevaron a cabo un análisis de los aspectos básicos que se deben cubrir, con apego a una revisión de la literatura. Así se estableció como objetivo de diseño, que el estado de las columnas después de la ocurrencia de sismos frecuentes, no impida la operación inmediata del puente; esto implica que la columna debe estar prácticamente sana, presentando grietas poco visibles.

Lo anterior motivó a definir este estado límite con base en un control de ancho de grieta residual de la columna. En la definición de grieta residual permisible para este nivel de desempeño, se tomaron en consideración los siguientes aspectos: apariencia de la estructura, protección del refuerzo contra la corrosión y el grado de reparación necesaria.

De acuerdo a este estudio, se puede admitir un ancho máximo de grieta residual de 0.2 mm. La elección de dicho valor obedece a que está por debajo de los valores máximos permisibles, y que conviene ser conservador dada la incertidumbre que existe en los estudios revisados sobre el tema.

Por lo tanto, el criterio para definir el estado límite de servicio en columnas de puentes, se centró en que la respuesta de la columna no sobrepase la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal, al considerar que con dicho límite los anchos de grieta residual quedarían por debajo del ancho de grieta residual permisible que Rivera y Meli (2008) definieron en su trabajo (0.2 mm) y que los resultados experimentales revelan que para una ductilidad 1.50 el ancho de grieta no es mayor de 0.25 mm.

#### Estado límite de supervivencia

El objetivo de diseño que se persigue en este estado límite radica que en las columnas de puentes se acepta un daño severo, pero sin colapso para cuidar la integridad de los usuarios. Esto implica proveer a las columnas de la capacidad de deformación suficiente para resistir las demandas de deformación ante un sismo extraordinario.

Lo anterior dio lugar a definir el estado límite de supervivencia con base en una capacidad de distorsión de la columna, la cual no debe ser superada por la demandada por el sismo de diseño, para así cumplir con el objetivo de diseño anteriormente descrito.

Para establecer la capacidad de distorsión última de las columnas se tomó en consideración sus tres posibles modos de falla por el efecto de la flexocompresión en la sección crítica: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo; en la investigación de Rivera y Meli (2008) se decidió adoptar como criterio de falla de la columna, la fractura del estribo, ya que las ecuaciones que se han desarrollado para calcular la capacidad de desplazamiento último para dicho modo de falla, han mostrado una buena correlación con los resultados experimentales, en comparación con los otros criterios de falla.

#### Descripción del procedimiento de diseño

##### Estado límite de servicio

El procedimiento se divide en dos partes: diseño preliminar de la sección y del refuerzo longitudinal, y diseño final. La estimación de la sección y del refuerzo longitudinal está orientada a limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia, ante el sismo de diseño asociado a este límite.

##### 1. Diseño preliminar.

- a) Proponer una sección
- b) Cálculo de la rigidez agrietada  $k_{cr}$ , considerando  $I_{cr} = 0.51 I_g$
- c) Cálculo del periodo de vibración  $T_{cr}$ , concibiendo a la columna como un oscilador de un grado de libertad, al tomar en cuenta la rigidez agrietada de la columna y la masa que actúa en la misma.

$$T_{cr} := 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad (2.3.1)$$

- d) Obtener la demanda de desplazamiento elástico, se debe considerar un espectro de respuesta asociado a este nivel de desempeño ( $\Delta_c$ ).
- e) Calcular la distorsión demandada  $\gamma_d$ .

$$\gamma_d = \Delta_c/H \quad (2.3.2)$$

- f) Cálculo de  $\gamma_{\min}$  y  $\gamma_{\max}$ , son función de la cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_L$ )

$$\gamma_{\min} = f(\rho_{L\min}) \quad (2.3.3)$$

$$\gamma_{\max} = f(\rho_{L\max}) \quad (2.3.4)$$

- g) Comparación de  $\gamma_d$  con  $\gamma_{\min}$  y  $\gamma_{\max}$ .

Las distorsiones se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_y := \frac{1}{3}\phi_y H \quad ; \text{ columna en voladizo} \quad (2.3.5)$$

$$\gamma_y := \frac{1}{6}\phi_y H \quad ; \text{ columna que forma marco}$$

donde la curvatura de fluencia  $\phi_y$ , se calcula con las siguientes ecuaciones:

para sección rectangular

$$\phi_y = 3.75 (\epsilon_y/h_c)(0.30-10.50\rho_L-125\rho_L^2) \quad (2.3.6)$$

para sección circular

$$\phi_y = 3.75 (\epsilon_y/D)(0.30-11.20\rho_L-145\rho_L^2) \quad (2.3.7)$$

si  $\gamma_{\min} \leq \gamma_d \leq \gamma_{\max}$ , entonces pasar al inciso h

si  $\gamma_d < \gamma_{\min}$ , entonces se disminuye la sección e iniciar desde el inciso b

si  $\gamma_d > \gamma_{\max}$ , entonces se aumenta la sección e iniciar desde el inciso b

- h) Cálculo del esfuerzo longitudinal,  $\rho_L$ , requerido.

$$\rho_L := 0.042 - \left( 0.0042 - 0.0064 \frac{h_c \gamma_y}{\epsilon_y \cdot H} \right)^{\frac{1}{2}} \quad ; \text{ para sección rectangular} \quad (2.3.8)$$

$$\rho_L := 0.038 - \left( 0.0034 - 0.0054 \frac{D \gamma_y}{\epsilon_y \cdot H} \right)^{\frac{1}{2}} \quad ; \text{ para sección circular} \quad (2.3.9)$$

2. Diseño final.

a)  $\gamma_c = \gamma_d; \Delta_c = \gamma_c H$

b) Cálculo de la rigidez agrietada.

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_L + 0.012\left(\frac{P}{A_g f'c}\right) - 0.17\rho_L\left(\frac{P}{A_g f'c}\right) \quad ; \text{ para sección rectangular} \quad (2.3.10)$$

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.2 + 13.44\rho_L + 0.011\left(\frac{P}{A_g f'c}\right) - 0.16\rho_L\left(\frac{P}{A_g f'c}\right) \quad ; \text{ para sección circular} \quad (2.3.11)$$

$$k_{cr} = f(EI_{cr}) \quad (2.3.12)$$

c) Cálculo del periodo de vibración  $T_{cr}$ .

$$T_{cr} := 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad (2.3.13)$$

d) Cálculo de la demanda de desplazamiento elástico,  $\Delta_e$ .

e) Comparación de  $\Delta_c$  y  $\Delta_e$ .

si  $\Delta_e \leq \Delta_c$ , entonces la sección y el refuerzo longitudinal es adecuado  
 si  $\Delta_e > \Delta_c$ , entonces calcular nuevamente la distorsión demandada y la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_L$ , con las ecuaciones (2.3.2) y (2.3.5), respectivamente y pasar al inciso a) de esta sección.

Estado límite de supervivencia

Como se comentó anteriormente, en este estado se busca suministrarle a la columna la capacidad de deformación inelástica necesaria para satisfacer la demanda de deformación, por lo que se pondrá cuidado en el diseño del refuerzo de confinamiento para cumplir con el cometido anterior.

a) Datos necesarios

- Geometría de la sección
- Carga axial,  $P/A_g f'c$
- $H/L$
- $\Delta_y = \Delta_c$ .
- $T_{cr}$

b) Proponer el confinamiento de la columna, en función del confinamiento efectivo,  $\lambda_e$

c) Calcular la capacidad de la deformación inelástica,  $\gamma(\%)$ .

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \beta_1 \cdot \lambda_e + \beta_2 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'c} \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'c} \right) \quad (2.3.14)$$

$$\gamma = \Delta_{Ci}/H \quad (2.3.15)$$

d) Cálculo de la ductilidad,  $\mu_\Delta$

$$\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y \quad (2.3.16)$$

e) Cálculo de la demanda de desplazamiento elástico,  $\Delta_e$ , a partir de un espectro de respuesta asociado a este nivel de desempeño.

f) Cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico  $\Delta_i$ .

En este procedimiento se puede aplicar cualquiera de los siguientes métodos para calcular la demanda de desplazamiento inelástico,  $\Delta_i$

- Factores de modificación de desplazamiento inelástico,  $c$

$$\Delta_i = c \Delta_e ; \quad c = f(T, T_g, \mu)$$

Donde,  $T$  y  $T_g$  son los periodos de vibración natural del sistema y de vibración fundamental del terreno, respectivamente.

- Factores de reducción de resistencia.

$$\Delta_i = \Delta_e(\mu/R_\mu) ; \quad R_\mu = f(T, T_g, \mu_\Delta)$$

- Métodos basados en linealización equivalente.

g) Comparación de  $\Delta_u$  con  $\Delta_i$ .

Si  $\Delta_u > \Delta_i$ , entonces el confinamiento es adecuado y se puede continuar con el inciso h

Si  $\Delta_u < \Delta_i$ , entonces calcular el confinamiento requerido,  $\lambda_e$

$$\lambda_e := \frac{\frac{\Delta_i}{H} - \beta_0 - \beta_2 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'c} \right)}{\beta_1 + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'c} \right)} \quad (2.3.17)$$

Una vez calculado el confinamiento requerido,  $\lambda_e$ , regresar al inciso d)

h) Revisar por cortante el refuerzo transversal de la columna.

Las constantes  $\beta$  citadas anteriormente se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la comuna y de su relación de aspecto (H/L ó H/D, L representa el lado de la sección rectangular paralelo a la acción del sismo y D es el diámetro de la sección circular) mediante las expresiones que se muestran a continuación:

Sección rectangular

<b>Coficiente</b>	<b>P/Agf'c&lt;15%</b>	<b>15%&lt;P/Agf'c≤20%</b>
$\beta_0$	4.64 - 0.38(H/L)	0.22(H/L) - 0.75
$\beta_1$	453.90 + 46.50(H/L)	1280.70 - 18.50(H/L)
$\beta_2$	14.58 - 5.71(H/L)	0.75(H/L) - 49.40
$\beta_3$	0.0422(H/L) - 0.37	0.22(H/L) - 0.75

Sección circular

<b>Coficiente</b>	<b>P/Agf'c&lt;15%</b>	<b>15%&lt;P/Agf'c≤20%</b>
$\beta_0$	3.30 - 0.27(H/D)	0.70(H/D) - 3.68
$\beta_1$	453.90 + 46.50(H/D)	316.69 - 189.98(H/D)
$\beta_2$	14.58 - 5.71(H/D)	-(0.38 + 7.15(H/D))
$\beta_3$	0.0422(H/D) - 0.37	0.097 - 0.02(H/D)

## CAPÍTULO III. CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

### III.1 Variables significativas en la respuesta sísmica

De acuerdo al trabajo de Rivera (2007) las características de las diferentes partes de un puente, miembros estructurales de la infraestructura y la superestructura, son trascendentales en su respuesta dinámica e influyen en el buen o mal comportamiento sísmico.

Las variables que afectan la respuesta sísmica de los puentes y que por consiguiente da una idea de su grado de vulnerabilidad, poniendo énfasis en que la falla de las columnas repercute en el desempeño global de la estructura, son las siguientes:

1. Tipo de sistemas de apoyo: estribos y columnas
2. Forma y dimensiones de la sección transversal de los elementos de apoyo
3. Cantidad de acero de refuerzo en los elementos de apoyo:
  - A) Refuerzo longitudinal (número de varillas)
  - B) Refuerzo transversal (número de estribos o anillos)
4. Resistencia de los materiales:
  - A) Resistencia a compresión del concreto,  $f'_c$
  - B) Esfuerzo nominal a la fluencia del acero de refuerzo,  $f_y$
5. Ubicación del puente
6. Tipo de suelo en el sitio de interés
7. Tipo de cimentación
8. Geometría de la estructura en planta
9. Tipo de juntas, en el caso de tener una superestructura discontinua
10. Altura del puente
11. Ancho de calzada y longitud de la superestructura
12. Reglamento y año de construcción

### III.2 Modelado analítico de puentes, (Kawashima, 1998)

Todo modelo que pretenda ser representativo para evaluar la respuesta estructural de un puente debe ser preciso en cuatro grandes rubros: sistema estructural, rigidez, masa y amortiguamiento

#### 1) Sistema estructural

Debe definir si la superestructura está conectada de manera continua a las pilas/columnas y los estribos, esto es, si la superestructura junto con la subestructura pueden ser analizados como un sistema de marco; o si bien consta de tramos independientes, en tal caso cada elemento de la subestructura será analizado como un sistema estructural individual.

#### 2) Idealización de la rigidez

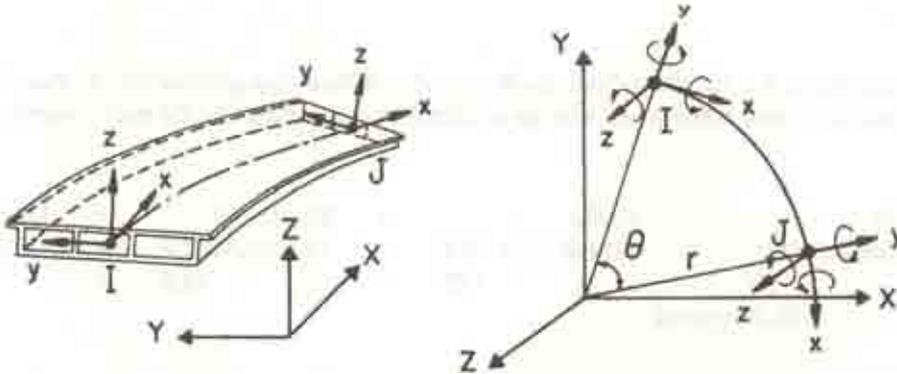
La idealización de la rigidez del sistema estructural de un puente completo lleva a una matriz de rigidez la cual es ensamblada de las matrices de rigidez generalizadas de los elementos individuales tal como:

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^N \mathbf{k}_i \quad (3.1)$$

donde,  $K$ = matriz de rigidez total del sistema completo del puente,  $k_i$  = matriz de rigidez del elemento  $i$ ,  $N$ = número de elementos en el sistema del puente; sin embargo, cuando el sistema está sujeto a respuestas de gran amplitud como ocurre durante sismos fuertes, ciertas regiones críticas del sistema pueden estar sujetas a deformaciones inelásticas cíclicas grandes. Por tanto, deben elegirse modelos no lineales, los cuales tengan características de fuerza-deformación no lineal realistas.

a) Superestructura

Cuando se determinan la distribución de esfuerzos en los patines y alma de las vigas bajo cargas puntuales, pueden usarse métodos de análisis elaborados, tales como, elemento finito. Sin embargo, cuando la carga externa es uniformemente distribuida, y cuando solo resultan fuerzas sobre la sección transversal, solo se requieren 3 componentes de fuerza y 3 componentes de momento, analizar una viga simple como se muestra en la figura 3.1, es suficiente para producir los resultados correctos. Ya que los tableros típicos son extremadamente rígidos y fuertes en comparación con las columnas y estribos de soporte, la alta amplitud de respuesta del puente producida durante agitaciones severas del suelo se presentara primeramente por deformaciones en las columnas, estribos y juntas de expansión. La superestructura permanecerá elástica y, por lo tanto pueden modelarse como elementos elásticos. Sin embargo deben utilizarse elementos no-lineales para columnas, estribos y juntas de expansión.



(a) Elemento típico de viga cajón

(b) Modelo idealizado

FIGURA 3.1 MODELO ANALÍTICO DE SUPERESTRUCTURAS

b) Columnas

El comportamiento estructural de las columnas generalmente se modela de manera adecuada como vigas simples. Ya que la alta amplitud de respuesta, junto con deformaciones inelásticas pueden ocurrir en estos miembros. Por ejemplo, la figura 3.2 muestra los lazos de histéresis obtenidos (fuerza lateral-desplazamiento lateral) de pruebas de carga cíclica de columnas circulares de concreto reforzado.

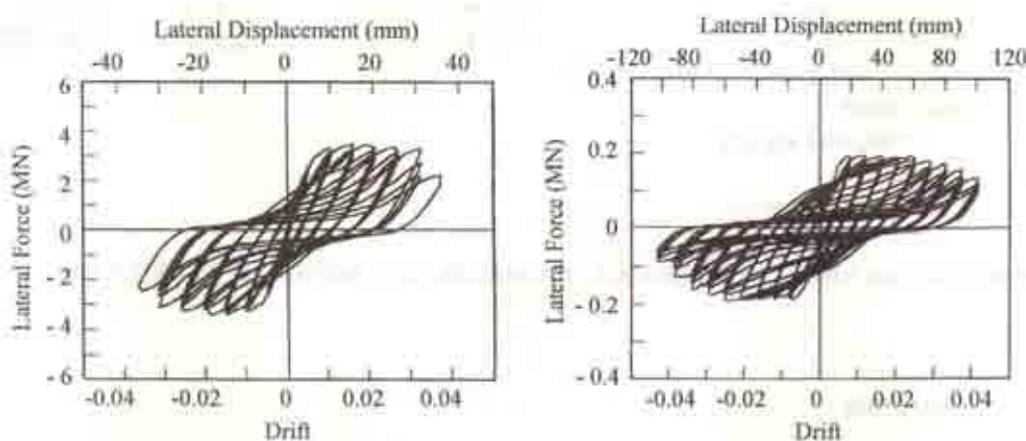
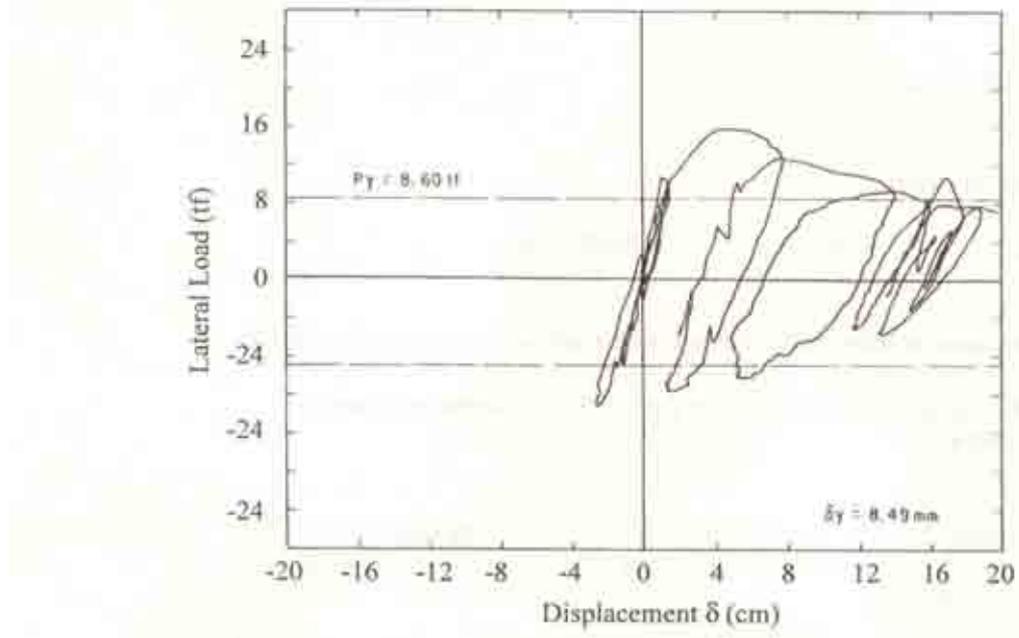


FIGURA 3.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE COLUMNAS

La figura 3.3 muestra los lazos de histéresis (fuerza lateral-desplazamiento) de columnas de acero. La degradación de la rigidez después de la carga máxima es generalmente mayor en columnas de acero que en columnas bien confinadas de concreto. Esto debido a que tienden a provocar grandes desplazamientos residuales cuando están sujetas a movimientos grandes del suelo, así pues deben ser idealizadas cuidadosamente en el análisis. En un modelado realista, el comportamiento histerético de columnas de concreto reforzado, la degradación de la rigidez, la pérdida de capacidad y el confinamiento son puntos clave. Por tanto, deben utilizarse elementos no-lineales de viga los cuales caracterizan de manera realista el comportamiento histerético inelástico de las columnas.



**FIGURA 3.3 FUERZA LATERAL CONTRA LAZOS DE DESPLAZAMIENTO HISTERÉTICO DE COLUMNAS DE ACERO**

#### c) Estribos

La relación fuerza-desplazamiento en los estribos es un problema no lineal bastante complejo. Las fallas son probablemente por cortante que provocan un daño excesivo. En la idealización de los estribos como elementos de viga, es usual asumir resortes lineales equivalentes en las direcciones longitudinal y transversal para simular las restricciones en la superestructura proporcionadas por los estribos. Es importante seleccionar adecuadamente la rigidez de los resortes de modo que permitan la correcta distribución de las cargas a través de los sistemas estructurales. Para este propósito, la rigidez del resorte debe reflejar el comportamiento dinámico del suelo detrás del estribo, los componentes estructurales del estribo, y la interacción entre el suelo y los componentes estructurales del estribo. Se espera un comportamiento no-lineal sustancial en el estribo porque algunos de los elementos que lo constituyen pueden estar sujetos a fluencia considerable.

#### d) Cimentaciones

Se han desarrollado varias idealizaciones para cimentaciones. Las más complejas utilizan modelos de elementos finitos no-lineales. Un modelo más simple radica en el uso de resortes asociados a 3 desplazamientos y 3 rotaciones, en la figura 3.4 se muestra un modelo bidimensional indicando dos resortes asociados a desplazamientos, para conectar la base de cada columna y estribo a una cimentación rígida en donde la excitación sísmica está totalmente prescrita. Para el análisis lineal, la rigidez de estos resortes puede ser evaluada usando la teoría elástica lineal del espacio medio. Para respuestas de gran amplitud, los seis resortes deben ser histeréticos no-lineales. Su rigidez solo puede ser establecida a través de extensos estudios experimentales de las propiedades dinámicas de los suelos de la cimentación.

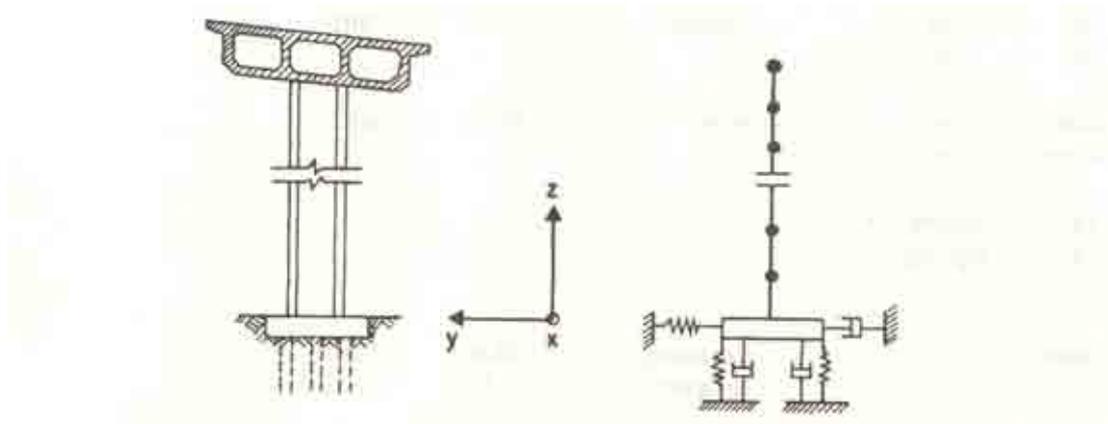


FIGURA 3.4 MODELO ANALÍTICO BIDIMENSIONAL DE CIMENTACIÓN

### 3) Idealización de la masa

La masa continua del sistema estructural del puente se modela de manera discreta agrupando las masas de los elementos en sus puntos nodales de extremo. Ya que las fuerzas de inercia están asociadas con cada uno de los seis grados de libertad en un punto nodal, cada masa agrupada debe tener asignado un momento de inercia apropiado con respecto a sus propios ejes coordinados. También debe notarse que cuando se realice un análisis dinámico no-lineal, la matriz de rigidez instantánea puede hacerse singular, en tal caso se requiere que se asigne un momento de inercia masa a cada grado de libertad. Siguiendo este procedimiento, una matriz de masa diagonal  $\mathbf{m}_i$  es establecida para cada elemento  $i$  ( $i = 1, 2, \dots, N$ ). La matriz de masa diagonal para el sistema completo del puente puede entonces expresarse como:

$$\mathbf{M} = \sum_{i=1}^N \mathbf{m}_i \quad (3.3)$$

En la determinación de la respuesta dinámica total de puentes, este método de agrupar las masas ha comprobado ser bastante adecuado para propósitos de análisis.

### 4) Idealización del amortiguamiento

El amortiguamiento en el sistema estructural de un puente es representado por una matriz de amortiguamiento generalizada asociada con el grado de libertad finito permitido en el modelo analítico. Esta matriz puede ser derivada por un procedimiento consistente similar usado en la derivación de la matriz de rigidez, especificando un mecanismo de amortiguamiento interno en cada elemento. La matriz de amortiguamiento estructural para el sistema del puente completo podría ser evaluado entonces como:

$$\mathbf{C} = \sum_{i=1}^N \mathbf{c}_i \quad (3.4)$$

Donde:  $\mathbf{c}_i$  es la matriz de amortiguamiento para el  $i$ -ésimo elemento.

En el método de superposición de modos, la tasa de amortiguamiento modal  $\xi_k$  para cada modo es requerido. Ya que la disipación de energía ocurre por un mecanismo específico, tal como fricción, comportamiento histerético de los componentes estructurales y radiación de energía de la estructura al

suelo, puede ser posible evaluar la tasa de amortiguamiento en cada elemento. Entonces, las tasas de amortiguamiento son aproximadamente:

$$\xi_k = \frac{\sum_{m=1}^n \xi_{km} \cdot \phi_{km}^T \cdot \mathbf{k}_m \cdot \phi_{km}}{\sum_{m=1}^n \phi_{km}^T \cdot \mathbf{k}_m \cdot \phi_{km}} \quad (3.5)$$

or:

$$\xi_k = \frac{\sum_{m=1}^n \xi_{km} \cdot \phi_{km}^T \cdot \mathbf{m}_m \cdot \phi_{km}}{\sum_{m=1}^n \phi_{km}^T \cdot \mathbf{m}_m \cdot \phi_{km}} \quad (3.6)$$

Donde,  $\xi_{km}$  = la tasa de amortiguamiento del m-ésimo elemento para el k-ésimo modo;  $\Phi_{km}$  = vector modo del m-ésimo elemento para el k-ésimo modo;  $\mathbf{k}_m$  = la matriz de rigidez del m-ésimo elemento;  $\mathbf{m}_m$  = la matriz de masa del m-ésimo elemento, y n = número de elementos.

La ecuación 3.5 asume que las tasas de amortiguamiento modal son proporcionales a la energía de deformación en un sistema estructural. Por otro lado, la ecuación 3.6 asume que las tasas de amortiguamiento modal son proporcionales a la energía cinética de un sistema estructural. La ecuación 3.5 es adecuada para puentes en los cuales predomina el tipo histerético de disipación de energía. Se ha encontrado que la ecuación 3.5 proporciona una adecuada estimación para las tasas de amortiguamiento modal de puentes con aislamiento sísmico basado en una prueba de un prototipo.

### III.3 Normatividad aplicable

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente implica estimar la demanda sísmica a la que se verá sometida la estructura y la capacidad de la estructura. El primer aspecto debe definirse en función de la ubicación geográfica del puente, pues de ésta se determina el valor del coeficiente sísmico a utilizar; así mismo el valor de la carga sísmica dependerá necesariamente de la carga que soporta la estructura, por lo que también deberá ser determinada conforme a la normatividad vigente que se aplique. Situación similar se presenta con la evaluación de la capacidad de carga de los elementos estructurales, la cual puede ser definida con base a las disposiciones de normas sobre diseño estructural de puentes.

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2001), publicó una serie de normas para proyectos de nuevos puentes y estructuras similares. Dichas normas deben observarse para el diseño de estructuras nuevas de este tipo. Si bien la evaluación de vulnerabilidad se realizará a estructuras existentes, que muy probablemente fueron diseñadas y construidas con anterioridad a que estas normas estuvieran vigentes, para efectos de hacer una revisión de la seguridad estructural de puentes y en consecuencia tratar de valorar el grado de vulnerabilidad de puentes se puede hacer uso de las normas siguientes:

N-PRY-CAR-6-01-003/01 Cargas y Acciones.

N-PRY-CAR-6-01-005/01 Sismo.

N-PRY-CAR-6-01-006/01 Combinaciones de carga.

De igual forma puede ser factible el uso de las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, así como para el diseño por Sismo. No obstante, algunos diseñadores optan por el uso de reglamentos extranjeros como AASHTO que da un panorama general sobre la respuesta y capacidad sísmica de los puentes, cuyas recomendaciones han sido adaptadas de manera parcial en normatividades mexicanas, como el Instituto Mexicano del Transporte.

### III.4 Metodologías disponibles en la literatura

De acuerdo con Safina, (2003); la vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. La definición de la naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. La afectación o daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica está necesariamente vinculada a la manera como se definen la acción y el daño sísmico.

Existen una variedad de metodologías y técnicas propuestas por diferentes autores para la evaluación sísmica de diferentes tipologías de construcciones. Estas técnicas de evaluación dependen principalmente de los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo del estudio.
- Información disponible.
- Características del elemento que se pretende estudiar.
- Metodología de evaluación empleada.
- Resultado esperado.
- Destinatario de esta información.

La selección de una determinada metodología está íntimamente ligada con la escala y las características de los elementos bajo estudio; así por ejemplo, el estudio de riesgo sísmico de elementos particulares o aislados como edificios, puentes, presas, etc., generalmente se basa en evaluaciones deterministas de la vulnerabilidad, mientras que el estudio del riesgo sísmico de sistemas territoriales o categorías de elementos como tipos de edificios, líneas vitales, etc., generalmente se basa en enfoques probabilistas que permiten aplicaciones regionales del modelo a diferentes escalas, con la ventaja adicional, que pueden organizarse y tratarse con sistemas de información geográfica.

La medida que se emplee en el estudio depende del modelo adoptado y puede estar orientado a cuantificar los efectos sobre la población, los daños en las edificaciones, la afectación de los sistemas, etc. Estos efectos normalmente se expresan en parámetros monetarios. Entre los principales usuarios de estos estudios destacan por una parte, las autoridades públicas regionales o locales, interesadas en conocer la relación costo/beneficio asociadas al nivel de riesgo sísmico en la adopción de políticas de inversión, impuestos, leyes, ordenación y planificación del territorio, y por la otra, los organismos de protección civil y de seguridad social, a quienes interesa conocer los niveles de riesgo existentes en sus instalaciones, las pérdidas posibles debidas a un sismo, definir la necesidad de intervención o reforzamiento, gestionar recursos, trazar planes de emergencia, etc.

Todas estas condiciones, han motivado a algunos investigadores a proponer diversos esquemas de clasificación como un esfuerzo para tratar de canalizar o sistematizar las diferentes metodologías propuestas, que en resumida cuenta tienen como objetivo general, predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible.

### 3.4.1 Clasificación de metodologías

En cuanto a las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras, una de las clasificaciones más reconocida y completa se debe a Corsanero y Petrini (1990), quienes las agrupan en función del tipo de resultado que producen como: *Técnicas Directas*; permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado por un sismo. Destacan en este grupo los llamados métodos tipológicos y los método mecánicos. *Técnicas Indirectas*; determinan un índice de vulnerabilidad como primer paso, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica. *Técnicas Convencionales*; introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad. *Técnicas Híbridas*; combinan elementos de los métodos descritos anteriormente con juicios de los expertos.

Sobre la base de esta clasificación, Dolce, M. (1994) propone un nuevo criterio de clasificación producto de examinar separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad. Considera tres tipos de métodos: *Métodos Estadísticos*; basados en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada. *Métodos Mecánicos*; en los cuales se estudian los principales parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico de las estructuras como por ejemplo; distorsión de piso, ductilidad, etc. *Métodos basados en Juicios de Expertos*; donde se evalúan cualitativa y cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de las estructuras.

Una clasificación más simplificada se basa en el tipo de medida que se utiliza y las agrupa como: *Técnicas Cuantitativas*; establecen las probabilidades de daño o relaciones determinísticas equivalentes en términos numéricos. *Técnicas cualitativas*; recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares.

Existen otros esquemas de clasificación de las técnicas o métodos de análisis de la propuesta por Capos (Dolce, 1994), quien las agrupa en función de la fuente de información que prevalece, en tres tipos de metodologías:

- a) *Métodos empíricos*. Se caracterizan por un alto grado de subjetividad. Están basados en la experiencia sobre el comportamiento de tipos de estructuras durante sismo y la caracterización de deficiencias sísmicas potenciales. Se usan cuando se dispone de limitada información, cuando se admite un resultado menos ambicioso y/o para evaluaciones preliminares. Son enfoques menos exigentes y más económicos de implementar. Los métodos empíricos, incluyen tanto los *métodos de categorización* como los *métodos de inspección y puntaje*.

*Métodos de categorización o caracterización*. Clasifican las estructuras según su tipología en clases de vulnerabilidad atendiendo a la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido estructuras similares ante terremotos relevantes. El resultado suele ser bastante subjetivo por lo que generalmente es limitado a evaluaciones preliminares.

*Métodos de inspección y puntaje*. Permiten identificar y caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una estructura, atribuyendo valores numéricos (puntos) a cada componente significativo de la misma, que ponderado en función de su importancia relativa, conduce a la determinación de un índice de vulnerabilidad. Aunque estos métodos son bastante subjetivos, la aplicación a estructuras de una misma tipología de regiones de sismicidad importante permite una evaluación preliminar orientativa, suficiente para jerarquizar relativamente el nivel de vulnerabilidad sísmica de cada estructura. En zonas caracterizadas por una moderada sismicidad estas metodologías pueden considerarse representativas y más aún, suficientes para describir el nivel de daño esperado, sobre todo si se cuenta con funciones de vulnerabilidad

apropiadas para la región. Sin embargo, para aquellas estructuras que evidencien una relevante vulnerabilidad y una significativa importancia es recomendable complementar estas metodologías con alguna técnica analítica o experimental.

- b) Métodos analíticos o teóricos. Evalúan la resistencia estimada de las estructuras a los movimientos del terreno utilizando como base modelos mecánicos de respuesta estructural e involucrando como datos las características mecánicas de las estructuras. Constituyen un enfoque muy completo y exigente. Generalmente son bastante laboriosos y dependen en cierta medida del grado de sofisticación de la evaluación, de la calidad de la información y de la representatividad de los modelos empleados.
- c) Métodos experimentales. Recurren a ensayos dinámicos para determinar las propiedades de las estructuras y/o sus componentes. Generalmente constituyen ensayos “in situ” (menos frecuentes de laboratorio), orientados a determinar las propiedades dinámicas y otras características esenciales de la estructura, involucrando aspectos tan importantes como la interacción suelo-estructura, la incidencia de los elementos no estructurales, etc. Aunque sus resultados no son determinantes, permite en algunos casos orientar sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que un sismo ha tenido sobre ella.

### 3.4.2 Metodologías de para la evaluación sísmica de edificios

De acuerdo con Lupi (2003) varias dependencias públicas en el mundo han coincidido que la evaluación de la seguridad sísmica de una edificación existente es un asunto de alta prioridad. La conciencia del problema se ha acelerado por los desastrosos efectos observados en eventos sísmicos recientes, tanto en términos de pérdida de vidas como pérdidas económicas. La conciencia y actitud ha crecido, se puede decir, más rápido que la capacidad de la comunidad técnica para atenderla adecuadamente; no porque la seriedad del problema haya sido desatendida, sino porque las actividades principales se han orientado a mejorar y armonizar los códigos para el diseño de estructuras nuevas, por existentes con procedimientos generales y de aplicación práctica al mismo tiempo. Este segundo aspecto se ha complicado por la carencia de datos experimentales y modelos del comportamiento, y la capacidad de miembros no detallados sísmicamente. Esta situación está mejorando con la aparición de guías de evaluación tales, como: el NZSEE en Nueva Zelanda, el ASCE en Estados Unidos y el JBDPA en Japón, mientras que en Europa se está completando el Eurocódigo 8 sobre el tema. A continuación se presenta un breve resumen de estas guías.

#### U.S. ASCE (FEMA 356) Prestandard

El ASCE “Prestandard for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, comúnmente conocido como FEMA 356, es un documento que comprende un Estado del Arte sobre la evaluación y rehabilitación cuantitativa y racional de edificios existente de concreto, acero, mampostería y madera, y representa el desarrollo más reciente en evaluación sísmica en los Estados Unidos.

En términos generales puede decirse que se incluye en los métodos de “basados en desplazamientos”.

En esta guía el proceso de evaluación inicia con la definición de uno ó más objetivos de rehabilitación, cada uno consistente en la selección de dos parámetros: “El nivel de desempeño pretendido en el edificio” y “el nivel de peligro sísmico”, para esto se disponen de varias opciones. El nivel de desempeño del edificio está dado por una combinación de un nivel de desempeño estructural, que varía de “Ocupación inmediata” a “Prevención del colapso”; y un nivel de desempeño no estructural, que varía de “Operacional” a “No considerado”.

El peligro sísmico puede ser representado ya sea por espectros de aceleración de respuesta o por aceleraciones paso a paso. Se definen dos niveles básicos de peligro sísmico: Sismo de seguridad básica I, que corresponde a un evento con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno igual a 475 años) y sismo de seguridad básica 2, que corresponde a un evento con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno igual a 2475 años).

### Guías de Nueva Zelanda

El documento producido por la Sociedad de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda proporciona “una manera de evaluar la capacidad de edificios existentes para alcanzar un nivel adecuado de desempeño sísmico y, de ser necesario, mejorar el desempeño sísmico hasta cierto nivel”. Un documento inicial se publicó, para comentarios, en 1996; y uno general complementario en 2002.

En el documento se consideran dos niveles de evaluación: una “Evaluación inicial” del estado del edificio y una “Evaluación detallada”. La evaluación inicial es una investigación “gruesa”, similar al procedimiento simplificado del FEMA 356, el cual intenta proporcionar una evaluación aproximada del desempeño probable de un edificio en un sismo. La evaluación detallada intenta evaluar con mayor exactitud la capacidad de un edificio existente para comportarse satisfactoriamente bajo un sismo de un nivel de magnitud seleccionado aplicando procedimientos más avanzados.

La finalidad del procedimiento detallado es “la determinación de la demanda en los elementos estructurales, resultando de la respuesta del edificio, y la evaluación de la capacidad de dichos elementos para satisfacer la demanda sin causar pérdidas de su integridad estructural”. El documento centra su atención solo en problemas relacionados con la conservación de la vida, digamos que el colapso lleva a la pérdida de vidas. El estado límite último (ELU) es seleccionado para distinguir entre un desempeño aceptable o inaceptable.

En el documento se indican tres métodos posibles para evaluar el desempeño: análisis paso a paso, análisis de fuerza y análisis de desplazamiento. Si se omite el primero, el cual es el más exacto pero también el más complejo, la atención está centrada en los otros dos procedimientos. En el documento se asienta que “el método basado en desplazamiento es generalmente considerado para producir evaluaciones más racionales y menos conservadoras, pero el método basado en fuerzas es más familiar para los diseñadores”.

Se proponen cuatro métodos, de diferente nivel de sofisticación, para la evaluación de la respuesta estructural. Dos de ellos se basan en la teoría elástica lineal: un análisis estático equivalente tradicional y un análisis de espectro de respuesta modal. En el documento se asientan limitaciones para el uso de métodos elásticos, similares al FEMA. Los otros dos consideran un comportamiento inelástico, estos son: análisis por “Mecanismo Lateral Simple” (MLS) y análisis lateral push-over. Puede observarse que los procedimientos propuestos son los mismos que en el documento de FEMA, con excepción del MLS que es una particularidad del documento de Nueva Zelanda. Este método involucra un análisis manual para determinar el mecanismo de colapso probable, su resistencia lateral y su capacidad de desplazamiento, con la ayuda de consideraciones simplificadas de capacidad (capacidades relativas en flexión y cortante, etc.).

### Guías Japonesas

La primera publicación de “La norma para evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios existentes de concreto reforzado” fue editada por un comité organizado por el Ministerio de Construcción, se remonta a 1977. La norma fue revisada en diciembre de 1990 y su eficacia ha sido probada en la ocurrencia de diversos sismos, en particular.

La norma puede ser aplicada para evaluar el desempeño sísmico de edificios existentes de concreto reforzado, cuyo sistema estructural consiste en marcos resistentes, con o sin muros de cortante. Su aplicación esta limitada a edificios de baja altura, ya que la norma asume una respuesta de aceleración constante.

Para la evaluación se disponen de tres procedimientos de diferente exactitud y confiabilidad. El procedimiento de primer nivel es una investigación simple que apunta a clasificar los edificios resistentes a sismos basándose en su capacidad de los entrepisos a cortante, proporcionada ya sea por columnas y/o muros estructurales.

Los edificios clasificados como “cuestionables” por el procedimiento de primer nivel, deben ser analizados por el procedimiento más sofisticado de segundo nivel, en el cual se consideran también las capacidades de deformación de los miembros verticales.

Finalmente, el procedimiento de tercer nivel, es una versión refinada del segundo nivel, en el cual se incluye el análisis de un mecanismo de viga débil-columna fuerte.

La evaluación Japonesa consiste en la comparación de la demanda de cortante de entrepiso debido a la acción de un sismo contra la capacidad a cortante, por cada entrepiso y cada marco del edificio:

$$V_d^i \leq V_c^i \quad (3.7)$$

La capacidad del piso a cortante se define por el siguiente producto:

$$V_c^i \leq T * S_{0}^i * E_{0}^i \quad (3.8)$$

En la ecuación 3.8, el factor  $T$  considera el deterioro en función del tiempo de la capacidad de los miembros y el factor  $S_{0}^i$  considera la irregularidad de geometría y rigidez, así como la concentración de masa en el piso  $i$ . Tanto  $T$  como  $S_{0}^i$  están en función de diversos factores, cuyo número depende del nivel de evaluación. Su valoración está basada en levantamientos de campo.

El factor más relevante en la ecuación 3.8 es el “Índice de desempeño estructural básico”  $E_{0}^i$ , el cual es definido por el siguiente producto:

$$E_{0}^i = Vu_{0}^i * q^i \quad (3.9)$$

En donde  $Vu_{0}^i$  es la resistencia a cortante de todos los elementos verticales en el piso  $i$  y  $q^i$  es el índice de ductilidad, una medida de la capacidad de deformación del piso  $i$ .

La resistencia  $Vu^i$  a cortante depende del tipo de mecanismo de falla. Este último establecido a través de simples consideraciones de equilibrio. El valor menor entre la fuerza de cortante debido a un mecanismo de articulaciones plásticas (flexión) y la capacidad a cortante de los miembros es la resistencia a cortante del piso  $Vu^i$ .

### 3.4.3 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes

En puentes se han hecho algunos intentos para desarrollar metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica, en este trabajo se presentan brevemente tres metodologías propuestas. La primera y tal vez la más completa por su alcance es la desarrollada por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los Estados Unidos con el nombre de HAZUS®-MH-MR3; esta herramienta está diseñada para estimar las pérdidas provocadas por eventos sísmicos. Se presenta también una metodología desarrollada por académicos de la Universidad de Santiago de Chile para la verificación sísmica de puentes. También se presenta la metodología desarrollada por Rivera para la evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos.

Es importante mencionar que si bien las metodologías descritas anteriormente constituyen importantes avances, existen también estudios de evaluación y riesgo sísmico de puentes realizados de manera independiente por investigadores en el mundo, estos están dirigidos a puentes particulares, generalmente una estructura de considerable importancia desde el punto de vista económico. La mayoría de las veces estos estudios, siguen una secuencia de cálculo específica desarrollada por el equipo de trabajo encargado del estudio, de acuerdo a su experiencia y a los recursos disponibles. Este tipo de estudios suele requerir de tiempo y presupuesto suficientes para realizarse, por lo que resultan de poca utilidad para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras comunes, como son la mayoría de los puentes que existen en México. Como ejemplo del estudio de la vulnerabilidad sísmica de puentes se tienen los estudios de Gomez Soberón, (2000) y Camata, (2005).

#### Metodología HAZUS®-MH-MR3 (sección para Sistemas Carreteros de Transporte) FEMA (2003)

Esta metodología desarrollada por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de Estados Unidos está enfocada a estimar las pérdidas por sismo en los sistemas de transporte, incluyendo en estos sistemas, caminos, puentes y túneles. El alcance de esta metodología incluye la clasificación de los componentes (por ejemplo, caminos principales o secundarios) y el movimiento sísmico del terreno (por ejemplo la aceleración pico del terreno PGA, y/o la deformación permanente del terreno PGD). La metodología describe el nivel de daño en los sistemas de transporte carretero en función de un cociente de daño, definido este cociente como el costo de reparación o reemplazo del componente para la evaluación de la pérdida económica en el sistema completo. Se desarrollan curvas de fragilidad para cada tipo de componente del sistema carretero que describen la probabilidad de alcanzar o exceder cada nivel de daño dado un nivel de movimiento en el terreno.

Para el caso específico de puentes, la metodología se desarrolla en los siguientes pasos:

1. Ubicación y descripción del puente.- Obtener la localización (longitud y latitud), clase de puente, número de claros (N), ángulo de esviajamiento ( $\alpha$ ), ancho del puente (W), longitud total (L) y longitud máxima del claro (Lmax).
2. Evaluación de la excitación en el terreno.- Esto es, obtener la aceleración pico del terreno PGA, las aceleraciones espectrales  $S_a(0.3\text{seg})$  y  $S_a(1.0\text{seg})$  y la deformación permanente del terreno PGD.
3. Evaluar los tres factores de modificación atendiendo a la configuración de la estructura:

$$K_{\text{skwe}} := \sqrt{\sin(90 - \alpha)}$$

$$K_{\text{shape}} := 2.5 \left[ \frac{S_a(1.0\text{seg})}{S_a(0.3\text{seg})} \right]$$

$$K_{3d} := 1 + \frac{A}{(N - B)}$$

A y B se toman de la tabla 7.3

4. Modificar las medias de excitación del terreno para las curvas de fragilidad “estándar” de la tabla 7.7 de la siguiente manera:

Nueva media (ligero) = Media original (ligero) x Factor<sub>ligero</sub>

En donde:

$$\text{Factor}_{\text{ligero}} = 1 \text{ si } I_{\text{shape}} = 0 \text{ (} I_{\text{shape}} \text{ se toma de la tabla 7.2)}$$

o

$$\text{Factor}_{\text{ligero}} = \text{menor de } (1, K_{\text{shape}}) \text{ si } I_{\text{shape}} = 1$$

Nueva media (moderado) = Media original (moderado) x ( $K_{\text{skwe}}$ ) x ( $K_{3d}$ )

Nueva media (extenso) = Media original (extenso) x ( $K_{\text{skwe}}$ ) x ( $K_{3d}$ )

Nueva media (completo) = Media original (completo) x ( $K_{\text{skwe}}$ ) x ( $K_{3d}$ )

5. Utilizar las medias obtenidas en el paso 4 con dispersión  $\beta=0.6$  para evaluar la excitación del terreno relacionada la probabilidad del nivel de daño. Note que  $S_a(1.0 \text{ seg.})$  es el parámetro a usar en esta evaluación.
6. Modificar las medias del PGD para las curvas de clasificación “estándar” listadas en la tabla 7.7 de la siguiente manera:

Nueva media PGD (ligero) = Media PGD de la tabla 7.7 (ligero) x  $f_1$

Nueva media PGD (moderado) = Media PGD de la tabla 7.7 (moderado) x  $f_1$

Nueva media PGD (extenso) = Media PGD de la tabla 7.7 (extenso) x  $f_1$

Nueva media PGD (completo) = Media PGD de la tabla 7.7 (completo) x  $f_2$

donde  $f_1$  y  $f_2$  son factores de modificación que están en función del número de claros (N), ángulo de esviajamiento( $\alpha$ ), ancho del puente(W), longitud total (L) y pueden calcularse usando las ecuaciones que se muestran en la tabla 7.8.

7. Utilizar las medias obtenidas en el paso 6 con dispersión  $\beta=0.2$  para evaluar el movimiento del terreno que se relaciona con la probabilidad del nivel de daño de la estructura.
8. Combinar las probabilidades del nivel de daño y evaluar la funcionalidad del puente.

El manual técnico de HAZUS®-MH-MR3 en su sección para sistemas carreteros de transporte, contiene las tablas que se indican en los pasos anteriores para la determinación de parámetros.

Table 7.1.a Bridge material Classes in NBI (NBI, 1988)

Code	Description
1	Concrete
2	Concrete continuous
3	Steel
4	Steel continuous
5	Prestressed concrete
6	Prestressed concrete continuous
7	Timber
8	Masonry
9	Aluminum, Wrought Iron, or Cast Iron
0	Other

Table 7.1.b Bridge Types in NBI (NBI, 1988)

Code	Description
01	Slab
02	String/Median/Girder or Girder
03	Girder and Floor Beam System
04	Tie Beam
05	Steel Beam or Girder - Multiple
06	Steel Beam or Girder - Single or Spaced
07	Frame
08	Orthotropic
09	Grain - Tied
10	Frame - Tied
11	Arch - Deck
12	Arch - Tied
13	Truss
14	Steel Girder
15	Mobile - Lift
16	Mobile - Bascule
17	Mobile - Swing
18	Tunnel
19	Culvert
20	Mixed (Specify applicable code in associated space)
21	Segmental Box Girder
22	Channel Beam
00	Other

TABLA 7.1a CLASES DE MATERIALES DE PUENTES EN NBI (NBI, 1988)

TABLA 7.1b TIPOS DE PUENTES EN NBI (NBI, 1988)

Table 7.2 HAZUS Bridge Classification Scheme

CLASS	NBI Class	State	Year Built	# Spans	Length of Max. Span (meters)	Length less than 20 m	R <sub>max</sub> (See note below)	R <sub>min</sub> (See note below)	Design	Description
HWB1	All	Non-CA	< 1990		> 150	N/A	EQ1	0	Conventional	Major Bridge - Length > 150m
HWB1	All	CA	< 1975		> 150	N/A	EQ1	0	Conventional	Major Bridge - Length > 150m
HWB2	All	Non-CA	≥ 1990		> 150	N/A	EQ1	0	Seismic	Major Bridge - Length > 150m
HWB2	All	CA	≥ 1975		> 150	N/A	EQ1	0	Seismic	Major Bridge - Length > 150m
HWB3	All	Non-CA	< 1990	1		N/A	EQ1	1	Conventional	Single Span
HWB3	All	CA	< 1975	1		N/A	EQ1	1	Conventional	Single Span
HWB4	All	Non-CA	≥ 1990	1		N/A	EQ1	1	Seismic	Single Span
HWB4	All	CA	≥ 1975	1		N/A	EQ1	1	Seismic	Single Span
HWB5	101-100	Non-CA	< 1990			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB5	101-100	CA	< 1975			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB7	101-100	Non-CA	≥ 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB7	101-100	CA	≥ 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB8	205-200	CA	< 1975			N/A	EQ2	0	Conventional	Single Col., Box Girder - Continuous Concrete
HWB8	205-200	CA	≥ 1975			N/A	EQ3	0	Seismic	Single Col., Box Girder - Continuous Concrete
HWB10	201-200	Non-CA	< 1990			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB10	201-200	CA	< 1975			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB11	201-200	Non-CA	≥ 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB11	201-200	CA	≥ 1975			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB12	301-300	Non-CA	< 1990			N/A	EQ4	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB12	301-300	CA	< 1975			N/A	EQ4	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB14	301-300	Non-CA	≥ 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB14	301-300	CA	≥ 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB13	402-410	Non-CA	< 1990			N/A	EQ5	1	Conventional	Continuous Steel
HWB13	402-410	CA	< 1975			N/A	EQ5	1	Conventional	Continuous Steel
HWB15	402-410	Non-CA	≥ 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Steel
HWB15	402-410	CA	≥ 1975			N/A	EQ2	1	Seismic	Continuous Steel

TABLA 7.2 ESQUEMA DE CLASIFICACIÓN DE PUENTES HAZUS

Table 7.2 HAZUS Bridge Classification Scheme (Continued)

CLASS	HBI Class	State	Year Built	# Spans	Length of Max. Span (meter)	Length less than 20 m	K <sub>3D</sub> (notes below)	I <sub>shape</sub> (notes below)	Design	Description
HWB17	501-506	Non-CA	< 1990			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB18	501-506	CA	< 1975			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB19	501-506	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB19	501-506	CA	>= 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB20	605-606	CA	< 1975			N/A	EQ2	0	Conventional	Single Col., Box Girder - Prestressed Continuous Concrete
HWB21	605-606	CA	>= 1975			N/A	EQ3	0	Seismic	Single Col., Box Girder - Prestressed Continuous Concrete
HWB22	601-607	Non-CA	< 1990			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB22	601-607	CA	< 1975			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB23	601-607	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB23	601-607	CA	>= 1975			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB24	301-306	Non-CA	< 1990			Yes	EQ6	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB25	301-306	CA	< 1975			Yes	EQ6	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB26	402-410	Non-CA	< 1990			Yes	EQ7	1	Conventional	Continuous Steel
HWB27	402-410	CA	< 1975			Yes	EQ7	1	Conventional	Continuous Steel
HWB28										All other bridges that are not classified

TABLA 7.2 ESQUEMA DE CLASIFICACIÓN DE PUENTES HAZUS (CONTINUACIÓN)

EQ1 hasta EQ7 mostrados en la tabla 7.2 son ecuaciones para evaluar  $K_{3D}$ .  $K_{3D}$  es un factor que modifica la capacidad bidimensional de las pilas para permitir la acción de arco tridimensional de los tableros. Todas las ecuaciones tienen la misma forma funcional;  $K_{3D} = 1 + A / (N-B)$ , en donde N es el número de claros y los parámetros A y B se dan en la tabla 7.3

El término  $I_{shape}$  (mostrado en la tabla 7.2) es un indicador Booleano. El factor  $K_{shape}$  es el modificador que convierte casos de periodos cortos a una amplitud espectral equivalente en  $T = 1.0$  seg. Cuando  $I_{shape} = 0$ , el factor  $K_{shape}$  no se aplica. Cuando  $I_{shape} = 1$ , el factor  $K_{shape}$  se aplica.

Las 28 clases de puentes mostrados en la tabla 7.2 (HWB1 hasta HWB28) reflejan el número máximo de combinaciones para tipos “estándar” de puentes. Los atributos tales como, esviajamiento y número de claros se consideran para la evaluación de daño potencial por medio de los modificadores presentados en los pasos descritos anteriormente.

Table 7.3 Coefficients for Evaluating  $K_{3D}$

Equation	A	B	$K_{3D}$
EQ1	0.25	1	$1 + 0.25 / (N - 1)$
EQ2	0.33	0	$1 + 0.33 / (N)$
EQ3	0.33	1	$1 + 0.33 / (N - 1)$
EQ4	0.09	1	$1 + 0.09 / (N - 1)$
EQ5	0.05	0	$1 + 0.05 / (N)$
EQ6	0.20	1	$1 + 0.20 / (N - 1)$
EQ7	0.10	0	$1 + 0.10 / (N)$

TABLA 7.3 COEFICIENTES PARA EVALUACIÓN DE  $k_{3d}$

Table 7.7 Damage Algorithms for Bridges

CLASS	Sa [1.0 sec in g's] for Damage Functions due to Ground Shaking				PGD [inches] for Damage Functions due to Ground Failure			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight	Moderate	Extensive	Complete
HWB1	0.40	0.50	0.70	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB2	0.60	0.90	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB3	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB4	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB5	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB6	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB7	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB8	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB9	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB10	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB11	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB12	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB13	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB14	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB15	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB16	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB17	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB18	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB19	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB20	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB21	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB22	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB23	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB24	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB25	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB26	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB27	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB28	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8

TABLA 7.7 ALGORITMOS DE DAÑO PARA PUENTES

Table 7.8 Modifiers for PGD Medians

CLASS	$f_1$	$f_2$
HWB1	1	1
HWB2	1	1
HWB3	1	1
HWB4	1	1
HWB5	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB6	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB7	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB8	1	$\sin (\alpha )$
HWB9	1	$\sin (\alpha )$
HWB10	1	$\sin (\alpha )$
HWB11	1	$\sin (\alpha )$
HWB12	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB13	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB14	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB15	1	$\sin (\alpha )$
HWB16	1	$\sin (\alpha )$
HWB17	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB18	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB19	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB20	1	$\sin (\alpha )$
HWB21	1	$\sin (\alpha )$
HWB22	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB23	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB24	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB25	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$	$0.5 * L / [ N . W . \sin (\alpha ) ]$
HWB26	1	$\sin (\alpha )$
HWB27	1	$\sin (\alpha )$
HWB28	1	1

TABLA 7.8 MODIFICADORES PARA LAS MEDIAS PGD

Por último la metodología define cinco estados o niveles de daño para los componentes de los sistemas carreteros. Estos son: nulo ( $d_{s1}$ ), ligero ( $d_{s2}$ ), moderado ( $d_{s3}$ ), extenso ( $d_{s4}$ ) y completo ( $d_{s5}$ ).

Para el caso específico de puentes estos niveles de daño se definen como sigue:

Daño ligero ( $d_{s2}$ ).- como un agrietamiento menor y desconchamiento en el estribo, grietas en los topes sísmico de los estribos, desconchamiento y grietas menores en las juntas, desconchamiento menor en las columnas (daños que tan sólo requieren resanes) o agrietamiento menor en los tableros de la superestructura.

Daño moderado ( $d_{s3}$ ).- cualquier columna experimenta agrietamiento y desconchamiento moderados (grietas por cortante, la columna todavía permanece sólida estructuralmente), movimiento moderado de los estribos (<5 cm), agrietamiento y desconchamiento extenso en los topes sísmicos, fallas en las barras de sujeción sin deslizamiento, fallas en los soportes o asentamiento moderado en sus proximidades.

Daños extenso ( $d_{s4}$ ).- Degradación sin colapso en cualquier columna –falta por cortante- (la columna es insegura estructuralmente), movimiento residual significativo en las conexiones, asentamientos mayores, pérdida de verticalidad en los estribos, asentamientos diferenciales en las conexiones, falla de los topes sísmicos en los estribos.

Daño completo ( $d_{s5}$ ).- colapso en cualquier columna y pérdida total de soporte en apoyos y conexiones, lo que puede llevar al colapso inminente de la superestructura, inclinación de la subestructura debido a falla en la cimentación.

### Metodología propuesta para el Ministerio de Obras Públicas de Chile

De acuerdo con Piña, esta metodología se basa en un procedimiento conocido como CSM (Capacity Spectrum Method), desarrollado originalmente por Sigmund A. Freeman en 1975 como un método simple de evaluación sísmica para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificios en Estados Unidos.

Este método tiene como objetivo determinar la respuesta inelástica de una estructura frente a un sismo. El procedimiento consiste en definir el desplazamiento demandado a la estructura mediante la intersección de curvas de demanda y capacidad. Es por esto que presenta procedimientos para la obtención de la capacidad y la demanda en forma independiente, para posteriormente integrarlas en una misma gráfica.

La resistencia o capacidad de una estructura se mide a través de la relación entre el corte basal,  $V$  y el desplazamiento del nivel superior  $D$  (o nodo de estudio, por ejemplo el cabezal en la pila de un puente). El diagrama de capacidad se realiza mediante un análisis pseudos-estático llamado Pushover que depende de la resistencia de los elementos individuales y de la capacidad de deformación de la estructura. El método de Pushover es un procedimiento diseñado originalmente para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificios e implica incrementar permanentemente el sismo de diseño hasta alcanzar un estado límite de la estructura (figura 3.5).

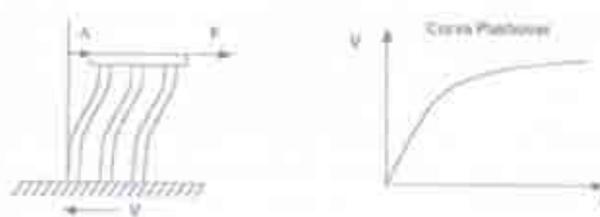


FIGURA 3.5 OBTENCIÓN DE LA CURVA PUSHOVER

El siguiente paso corresponde a convertir la curva Pushover a un diagrama de capacidad (figura 3.6) en formato de aceleración ( $S_a$ ) vs. desplazamiento ( $S_d$ ) utilizando relaciones que permitan transformar el sistema de varios grados de libertad (MDF) a uno de un grado (SDF).

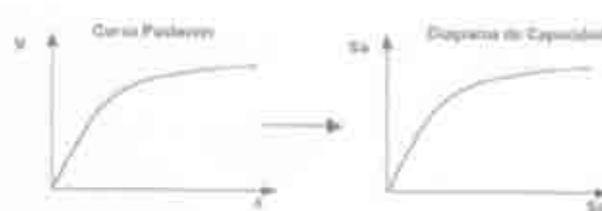


FIGURA 3.6 CONVERSIÓN DE LA CURVA PUSHOVER A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD

Finalmente, el diagrama de capacidad debe ser transformado a una curva bilineal equivalente que representa un comportamiento perfectamente elastoplástico. En esta etapa se debe buscar la igualación de las áreas A1 y A2, según la figura 3.7, identificando un punto que indique el límite elástico de la estructura (punto de fluencia), para así, poder determinar claramente la ductilidad global de ésta.

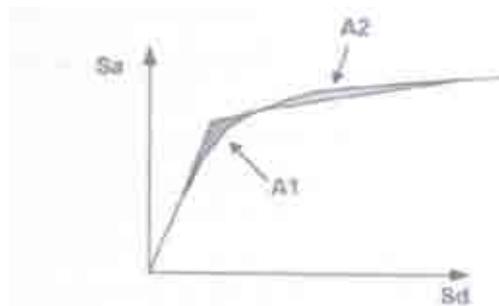


FIGURA 3.7 REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL DIAGRAMA DE CAPACIDAD

La demanda es la representación gráfica del sismo que se considera en el análisis. El diagrama de demanda se desarrolla a partir de un espectro de respuesta elástico reducido para un amortiguamiento del 5%. Los espectros de respuesta corresponden a los utilizados en los códigos de diseño sísmico de Chile, y están representados por valores de pseudo aceleración,  $S_a$  y el período de vibración  $T_n$ .

Posteriormente este gráfico debe ser trasladado al formato de aceleración ( $S_a$ ) vs. desplazamiento ( $S_d$ ), según se indica en la figura 3.8.

Finalmente, la demanda es reducida para considerar una demanda inelástica adecuada a través de factores de reducción de respuesta,  $R$ , los cuales consideran la capacidad de disipación de energía de la estructura, evaluando así las ductilidades globales de la estructura, ver figura 3.9.

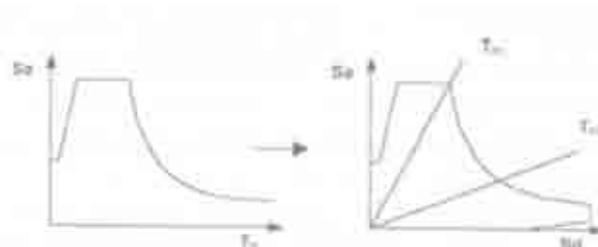


FIGURA 3.8 TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA DE DEMANDA

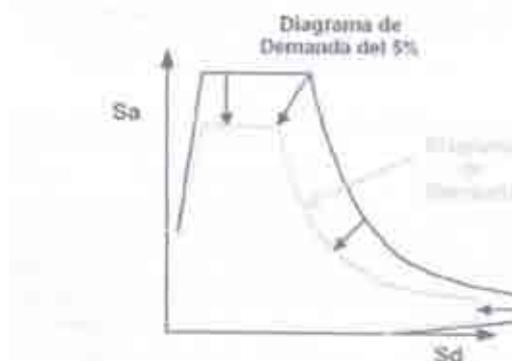


Figura 3.9 REDUCCIÓN DEL DIAGRAMA DE DEMANDA ELÁSTICO A UN INELÁSTICO

Determinación del punto de desempeño. El punto de desempeño es aquel en que se igualan las energías disipadas en el diagrama de capacidad y el de demanda, lo cual queda de manifiesto cuando en ambas curvas el factor de ductilidad global es el mismo. La curva de demanda se elige como la correspondiente a dicha ductilidad. El proceso se muestra en la figura 3.10, con ejemplo, el desplazamiento demandado es de 4 cm y una ductilidad global de 2.

Finalmente, a partir de este punto de desempeño se puede determinar la ductilidad global y el nivel de daño de la estructura, en cuanto a la formación previa a este punto de rótulas plásticas. A partir de este análisis, es posible reforzar de manera efectiva estas zonas de articulación plástica contra la demanda sísmica respectiva.

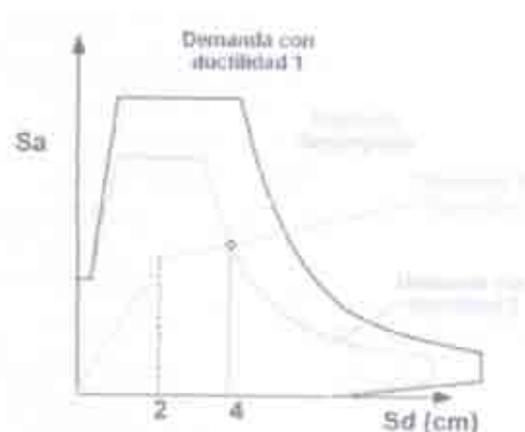


FIGURA 3.10 DEFINICIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Metodología de Rivera (2007)

Esta metodología se basa en la construcción de curvas de vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado de geometría sencilla, cuyo ángulo de esviajamiento es menor a  $15^\circ$ , sin variaciones bruscas de masa y rigidez y que los claros que forman la superestructura del puente tengan longitud similar. Se considera solamente el análisis de la respuesta sísmica en la dirección transversal por ser esta la dirección más sensible ante la acción de un sismo.

La metodología se limita a alturas de puentes cuya relación de aspecto, altura de la columna y la dimensión de la sección transversal, no sea mayor a seis. Así mismo, para la evaluación de la vulnerabilidad no se toman en cuenta los efectos de movimientos fuera de fase de los distintos apoyos del puente, para el caso en que éstos se encuentren en suelos con distintas propiedades mecánicas, y tampoco se contemplan los efectos de interacción suelo-estructura.

La metodología se divide en cuatro grandes etapas:

1. Recolección de información.
2. Determinación de la capacidad de desplazamiento de las columnas.
3. Determinación de la demanda sísmica.
4. Estimación del grado de vulnerabilidad y nivel de daño.

La primera etapa se recopila la información sobre las variables que influyen en el comportamiento sísmico del puente, los datos necesarios mínimos a conocer incluyen, geometría y dimensiones de las columnas del puente, así como información sobre las resistencias de los materiales de que están construidas, refuerzo de las mismas y carga que soportan.

La segunda etapa involucra el uso de ecuaciones desarrolladas por Rivera (2005) para determinar la capacidad de desplazamiento de las columnas, Rivera subdivide esta etapa en seis pasos:

a) Cálculo de la distorsión de fluencia ( $\gamma_y$ )

Para columnas aisladas en voladizo  $\gamma_y = 1/3\phi_y H$  (3.10)

Para columnas que forman marcos rígidos  $\gamma_y = 1/6\phi_y H$  (3.11)

donde:

$\phi_y$  = curvatura de fluencia de la sección

$= 3.75(\epsilon_y/hc)(0.30+10.50\rho_l-125\rho_l^2)$  para sección rectangular. (3.12)

$= 3.75(\epsilon_y/D)(0.30+11.20\rho_l-146\rho_l^2)$  para sección circular. (3.13)

hc = dimensión menor de la sección rectangular

D = diámetro de la sección circular

$\epsilon_y$  = deformación de fluencia del acero de refuerzo = 0.0019

$\rho_l$  = cuantía de refuerzo longitudinal

b) Evaluación de la distorsión última ( $\gamma_u$ )

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda_e \cdot \frac{f_{yt}}{14 \cdot f'_c} \cdot \left( \beta_1 + \beta_2 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'_c} \right) \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g \cdot f'_c} \right) \quad (3.14)$$

En donde:

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$  = parámetros que se calculan conforme a las tablas 3.1 y 3.2

$\lambda_e$  = factor de confinamiento efectivo, ver figura 3.11

=  $k_e \rho_{st}$  sección rectangular

=  $\rho_{st}$  sección circular

$f_{yt}$  = Esfuerzo de fluencia del acero transversal de la columna

P = Carga axial sobre la columna

$A_g$  = Area bruta de la sección de la columna

$f'_c$  = Resistencia a compresión del concreto de la columna

<b>Coefficiente</b>	<b>P/Agf'c &lt; 15%</b>	<b>15% &lt; P/Agf'c ≤ 20%</b>
$\beta_0$	4.64 – 0.38(H/L)	0.22(H/L) – 0.75
$\beta_1$	453.90 + 46.50(H/L)	1280.70 – 18.50(H/L)
$\beta_2$	14.58 – 5.71(H/L)	0.75(H/L) – 49.40
$\beta_3$	0.0422(H/L) – 0.37	0.22(H/L) – 0.75

**TABLA 3.1 PARAMETROS  $\beta$  PARA SECCIÓN RECTANGULAR**

Coefficiente	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% < P/Agf'c \leq 20\%$
$\beta_0$	$3.30 - 0.27(H/D)$	$0.70(H/D) - 3.68$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50(H/D)$	$316.69 - 189.98(H/D)$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71(H/D)$	$-(0.38 + 7.15(H/D))$
$\beta_3$	$0.0422(H/D) - 0.37$	$0.097 - 0.02(H/D)$

TABLA 3.2 PARAMETROS  $\beta$  PARA SECCIÓN CIRCULAR

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})}$$

(3.15)

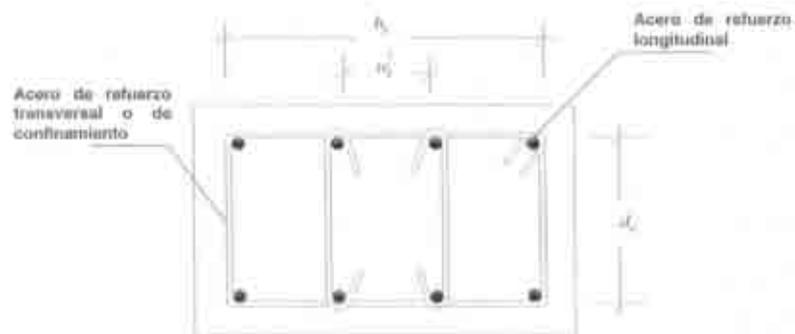


FIGURA 3.11 VARIABLES PARA EVALUAR EL FACTOR DE EFICIENCIA DEL CONFINAMIENTO ( $k_e$ ) EN COLUMNAS DE SECCIÓN RECTANGULAR

$K_e$  = factor de eficiencia del confinamiento

$s'$  = separación vertical de los estribos

$\rho_{cc}$  = relación entre el área del acero longitudinal y el área de la sección confinada ( $b_c \times d_c$ )

c) Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu$ )

$$\mu = \gamma_u / \gamma_y$$

(3.16)

d) Cálculo del período de vibración de la estructura ( $T_{cr}$ )

$$T_{cr} := 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}}$$

(3.17)

$$m = \frac{1}{g} \left( P + \frac{1}{3} W_{columna} \right)$$

en columnas que forman marcos

(3.18)

$$m = \frac{n}{g} \left( P + \frac{1}{3} W_{\text{columna}} \right) \quad \text{en columnas que forman marcos} \quad (3.19)$$

En donde:

n = número de columnas

$W_{\text{columna}}$  = peso propio de la columna

g = aceleración de la gravedad

P = Descarga de la superestructura

En sistemas con columnas aisladas

$$K_{\text{cr}} := \frac{3EI_{\text{cr}}}{H^3} \quad (3.20)$$

En sistemas con columnas que forman marco

$$K_{\text{cr}} := \frac{n3EI_{\text{cr}}}{H^3} \quad (3.21)$$

si las columnas se deforman en curvatura simple, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es menor que la de sus columnas.

$$K_{\text{cr}} := \frac{n12EI_{\text{cr}}}{H^3} \quad (3.22)$$

si la columnas se deforma en curvatura doble, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es mayor que la de sus columnas.

$$\text{Sección rectangular: } \frac{I_{\text{cr}}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c}$$

$$\text{Sección circular: } \frac{I_{\text{cr}}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f'_c}$$

(2.23 y 3.24)

e) Estimación de la fuerza lateral de fluencia ( $V_y$ )

$$V_y = K_{\text{cr}} \gamma_y H \quad (3.25)$$

f) Evaluación del factor de reducción de resistencia lateral por comportamiento no lineal ( $R_\mu$ )

Si se considera un amortiguamiento de 0.05 del crítico, por ser el valor normalmente empleado en las construcciones, se tienen las ecuaciones siguientes:

Suelo firme

$$R_{\mu} = (1.11\mu - 1.0119) \left( \frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1$$

Suelo blando

$$R_{\mu} = \frac{\left( \frac{T}{T_g} \right)^{\theta}}{0.175 + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4}$$

(3.26, 3.27 y 3.28)

En la última etapa se determinan las aceleraciones espectrales ( $S_a$ ), tanto al inicio del daño (inicio de la fluencia del acero longitudinal) como en el colapso (falla de la columna).

Al inicio del daño:

$$S_{a_y} := \frac{V_y \cdot g}{W_T} \tag{3.29}$$

En el colapso

$$S_{a_u} := \frac{V_y \cdot R_u \cdot g}{W_T} \tag{3.30}$$

En donde:

$W_T = (P + W_{columna})$  en columnas aisladas

$= n(P + W_{columna})$  en columnas que forman marcos

Finalmente la metodología deduce la función de índice de daño físico ( $I_{DF}$ ) o función de vulnerabilidad, para ello parte de dos puntos básicos de la curva de la función, que son correspondientes al inicio del daño y a un punto previo al colapso, los cuales se asocian a un porcentaje del daño de las columnas, tal como se muestra a continuación.

$I_{DF}^{(S_{a_y})} = 0.05$  Considerando un 5% del daño total

$I_{DF}^{(S_{a_{pu}})} = 0.99$  Considerando un 99% del daño total

Con,  $S_{a_{pu}} = 0.95 S_{a_u}$

En estos puntos se obtienen los parámetros  $a$  y  $m$  correspondientes a la función de vulnerabilidad, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)}$$

$$u = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m}$$

(3.31 y 3.32)

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma la forma siguiente:

$$I_{Df}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m}$$

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u}$$

(3.33)

Donde,  $Sa_i$  es la aceleración demandada en el puente y para el cual se quiere saber su grado de vulnerabilidad.

### III.5 Análisis de las metodologías

Como se mencionó al inicio de este capítulo predecir la respuesta estructural de un puente no es tarea sencilla si se considera la cantidad de variables que deben ser considerarse para ello, por otro lado determinar la magnitud de los escenarios sísmicos a que la estructura puede verse sometida durante su vida útil es aún más difícil de lograr dada la naturaleza aleatoria de estos fenómenos. En este panorama y ya que se ha definido el concepto de vulnerabilidad sísmica como una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, no es difícil darse cuenta de lo complejo del tema.

En el subcapítulo anterior se presentaron algunas metodologías que han sido propuestas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios en general y de puentes, así como estudios independientes que se han realizado al respecto. Se hace ahora un análisis de estos documentos desde un punto de vista de uso práctico a la realidad nacional.

La metodología HAZUS® es sin duda una herramienta completa desde el punto de vista técnico, además de ser bastante fácil de aplicar por su plataforma computacional, sin embargo es claro que la primera limitante para su uso en el contexto nacional es su origen en sí, pues es una herramienta desarrollada para puentes diseñados y construidos con y para usos bajo estándares estadounidenses, que se ubican en escenarios sísmicos existentes en aquel país y utilizando bases de datos de los Estados Unidos, además de que el uso intensivo de factores lo convierten en una verdadera “caja negra” pues resulta sumamente difícil seguir los pasos que se llevan a cabo para la obtención de resultados. Por otro lado el sistema reporta resultados de tipo probabilístico en relación a superar la ocurrencia de los niveles de daño preestablecidos.

La metodología propuesta por el Ministerio de Obras Públicas de Chile resulta limitada ya que se concentra en la estimación de la respuesta sísmica de los puentes, sin hacer una interpretación sobre los diferentes niveles de daño de la estructura y en consecuencia de su grado de operación o servicio. Además, otra limitante es que para su uso es que se requiere un conocimiento estructural arriba del

promedio para realizar el análisis Pushover, el cual además requiere contar con una herramienta computacional especializada para realizar este tipo de análisis.

La metodología propuesta por Rivera resulta sencilla en comparación con otros procedimientos para la obtención del comportamiento de la estructura, esto gracias al desarrollo de ecuaciones para las diferentes etapas de análisis, aunado a esto se proporcionan datos básicos que son usados en la práctica de diseño en México, como los porcentajes de refuerzo. Por otro lado, en lo referente al escenario sísmico la metodología resulta sencilla al usar espectros de diseño disponibles en los códigos de diseño utilizados en México. Esta propuesta hace una interpretación de los niveles de daño correspondientes a los diferentes estados de vulnerabilidad esperados.

Con respecto a los estudios realizados para puentes específicos presentados, en las referencias bibliográficas Gómez Soberón, (2000) y Camata, (2005), estos son trabajos de alta calidad técnica que presentan de manera detallada como se evaluó cada parámetro que interviene en el modelo desarrollado, por esto mismo resulta obvio inferir el tiempo y costo requeridos, tanto en recursos computacionales y humanos especializados, para llevar a cabo un estudio de esta naturaleza; y que por lo mismo solo una estructura de gran importancia puede justificarlos.

## CAPITULO IV. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE PASOS VEHICULARES URBANOS CON ÉNFASIS EN EL ÍNDICE DE DAÑO FÍSICO EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

Como pudo verse en el capítulo anterior, la vulnerabilidad sísmica de un puente es un proceso laborioso si se considera la gran cantidad de variables que deben ser definidas y/o analizadas. En este capítulo se analizan más a fondo los criterios y consideraciones asumidas en la metodología desarrollada por Rivera (2007), al evaluar la bondad de esta metodología con daños reales en puentes. Cabe comentar que esta metodología fue desarrollada a partir de trabajos experimentales, documentales y analíticos del comportamiento de columnas de concreto reforzado ante condiciones de carga que de manera frecuente se presentan en puentes.

En este capítulo se hace un análisis de la calibración de la metodología de Rivera (2007) con objeto de revisar el nivel de confiabilidad que ofrece en la predicción de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras.

### IV.1 Información que es necesario conocer para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes

El rubro de capacidad de respuesta de la estructura, dependerá de las características constructivas que presente, así como de los materiales con que esta construida, por lo tanto para una evaluación precisa de la vulnerabilidad sísmica de dicha estructura se deberá tener acceso a información confiable que presente los detalles estructurales y materiales con que fue construida. Así pues, lo ideal sería tener acceso a los planos y memorias de cálculo de la estructura a evaluar, así como bitácoras de obra que permitan identificar los cambios con respecto al proyecto original que se hayan hecho durante la construcción. Esta consideración puede ser difícil de satisfacer principalmente cuando la estructura sea muy antigua.

Rivera (2007) recomienda algunos valores de los parámetros estructurales clave de las columnas de concreto reforzado, que son necesarios conocer para evaluar la capacidad de la estructura, así como los valores estimados de la resistencia de los materiales utilizados en función del año de construcción de la estructura.

La información que es necesario conocer del puente para realizar un estudio de evaluación de un puente se puede agrupar en los siguientes grupos:

- a) Geométrica
  1. Longitud total
  2. Claro o claros del (los) segmentos del puente
  3. Ancho total del puente
  4. Número de carriles
  5. Ancho de banquetas y guarniciones
  6. Grado de esviajamiento, si lo tiene
  7. Tipo y material de los parapetos
  8. Tipo de pavimento

- b) Estructural
  1. Tipo de superestructura
  2. Dimensiones, materiales y resistencias de los elementos de la superestructura
  3. Dimensiones, materiales y resistencias de los elementos de la subestructura
  4. Tipo de conexión subestructura-superestructura
  5. Porcentaje de armado longitudinal de las columnas
  6. Porcentaje de armado transversal de las columnas
  7. Reparaciones y/o reforzamientos en la estructura
  
- c) Estado de conservación
  1. Desprendimiento del recubrimiento en las columnas
  2. Agrietamiento en las columnas
  
- d) De servicio
  1. Volumen de tránsito de servicio del puente
  2. Tipo de vehículo predominante que circula sobre el puente
  
- e) Geográfica
  1. Ubicación exacta del puente, longitud y latitud
  2. Zona sísmica en donde se ubica
  3. Tipo de suelo sobre el que desplanta el puente
  
- f) Histórica
  1. Año de proyecto y de construcción
  2. Reglamento utilizado para el proyecto

La información requerida deberá presentarse mediante un reporte que sea de fácil lectura y comprensión para la ejecución del análisis de vulnerabilidad sísmica. Este reporte involucra la realización de diversas actividades que bien se pueden agrupar en dos grandes rubros, levantamiento de campo e investigación en dependencias.

Levantamientos de campo: Por medio de este se puede recolectar la mayor parte de la información requerida por los grupos pues, mediante la observación, mediciones directas e indirectas, y entrevistas a habitantes de la zona cercana a la estructura se puede cubrir la mayor parte de los requerimientos de los grupos.

Investigación en dependencias: Por medio de esta se pueden recolectar o afinar los datos que no haya sido posible recabar durante el levantamiento de campo, tales como: el reglamento utilizado para el proyecto, del cual puede obtenerse información para determinar otros datos como porcentajes de refuerzo en las columnas. Así mismo, será posible obtener información sobre las reparaciones o reforzamientos que se hayan realizado.

#### IV.2 Criterios y consideraciones asumidas

Con la información del reporte puede iniciarse el trabajo numérico y de cálculo para el análisis de vulnerabilidad sísmica del puente, pues se conocen ya los parámetros geométricos y estructurales suficientes para evaluar la capacidad de respuesta de la estructura; así como la información de las características sísmicas del sitio en que se ubica para determinar la demanda sísmica a que se verá sometida.

Es importante dejar claro los criterios y consideraciones que se asumen en la metodología utilizada, que en gran medida determinan los alcances y limitaciones de la misma.

La metodología de Rivera (2007), asume lo siguiente:

1. Hace especial énfasis en la falla ó daño físico que sufran las columnas, por considerar que son elementos estructurales importantes en el comportamiento global de la estructura de los puentes.
2. Utiliza un procedimiento intermedio entre dos formas de evaluar el daño físico en columnas de concreto reforzado; uno, la evidencia física y dos, el desarrollo de modelos analíticos.
3. Destaca como las variables más importantes que afectan el desempeño de las columnas: a) la relación de aspecto (altura/dimensión transversal), b) el recubrimiento, c) el refuerzo longitudinal, d) el refuerzo transversal, e) la magnitud de la carga axial y f) la carga lateral debido a sismo.
4. La predicción de las ecuaciones desarrolladas con base a lo asumido en el punto 2, está enfocada para columnas que tienen un mecanismo de daño por flexión, para lo cual se adoptan tres criterios de falla: a) pandeo del refuerzo longitudinal, b) falla por tensión del refuerzo longitudinal y c) ruptura del estribo; destacando que es la falla por fractura del estribo la que mejor predicción tiene con respecto a resultados experimentales.

De lo anterior se establecen los siguientes alcances y limitaciones de la metodología propuesta:

1. La metodología se orienta a puentes urbanos (pasos vehiculares) con columnas de concreto reforzado de geometría sencilla, entendiéndose con esto que son rectos, con un ángulo de esviajamiento menor a 15°.
2. La estructura en su conjunto no debe tener variaciones bruscas de masa y rigidez, esto es que la longitud de los claros debe ser igual o muy parecida, y la relación de aspecto (altura/dimensión transversal) de las columnas también debe ser parecida. Es importante decir que, obviamente, las pilas deberán estar constituidas por columnas de concreto reforzado de sección constante.
3. Se enfoca a la respuesta sísmica de los puentes en la dirección transversal sin hacer referencia alguna a la respuesta en la dirección longitudinal.
4. La relación de aspecto debe ser menor o igual a seis, pues las ecuaciones desarrolladas no están calibradas para relaciones de aspecto mayores.
5. No se toman en cuenta los movimientos fuera de fase de los distintos apoyos del puente, en caso de que éstos se localicen en suelos con distintas propiedades mecánicas y dinámicas.
6. No se contemplan los efectos de interacción suelo-estructura.
7. Propone un rango de valores del índice de daño físico ( $I_{DF}$ ) asociado a un nivel de daño a un grado de vulnerabilidad, con lo cual se tiene una interpretación aproximada de las curvas de vulnerabilidad de puentes urbanos, ver tabla 4.1.

$I_{DF}$	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 < I_{DF} < 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} < 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 < I_{DF}$	Completo	Muy alto

TABLA 4.1 INTERPRETACIÓN DEL  $I_{DF}$

### IV.3 Calibración de la metodología

Todo método debe ser calibrado, esto es sometido a un procedimiento de verificación entre lo que indica el método y lo que “debiera indicar” de acuerdo a un patrón de referencia.

En este trabajo la secuencia de calibración fue la siguiente:

1. Descripción de la estructura
2. Características del sismo y daño
3. Aplicación de la metodología de Rivera para determinar el índice de daño físico
4. Revisión de la capacidad por resistencia de la(s) columna(s) de la estructura para evaluar el margen de seguridad
5. Comparación del índice de daño físico obtenido en el punto 3 y su correlación con los daños reales observados en la estructura

De la información disponible en la literatura se eligieron las siguientes estructuras para realizar la calibración de la metodología de Rivera (2007).

- 1.- El Hanshin Expressway de Kobe, Japón; afectado durante el sismo de 1995.
- 2.- El PIV SR118 Ruffner Ave. Overcrossing de Los Angeles CA, USA; afectado durante el sismo de Northridge de 1994.
- 3.- El PIV Mora Drive Overcrossing de Los Altos CA, USA; afectado durante el sismo de Loma Prieta de 1989.

Estas estructuras se eligieron considerando las características estructurales y geométricas que permitieran utilizar los parámetros y alcances de la metodología de Rivera, así como que se tuvieran documentados el tipo y magnitud del daño que sufrieron. Con este criterio se aplicó la metodología simplificada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de Rivera a cada una de las estructuras seleccionadas.

En el subcapítulo 4 se presenta un análisis de los resultados obtenidos, en el se comparan dichos resultados con los daños reales que la estructura sufrió al verse sometida al sismo correspondiente; en este análisis de resultados se anotan también los criterios que se siguieron para adaptar algunos parámetros a los utilizados por la metodología de Rivera. Por último se interpretan los resultados para definir el grado de precisión obtenido en función de los daños reales observados.

#### 4.3.1 Viaducto Hanshin Expressway de Kobe

##### 1.- Descripción de la estructura

El Hanshin Expressway, en la parte de Fukae, es una estructura de concreto reforzado que se terminó de construir en 1969. La estructura se diseñó con las especificaciones vigentes en Japón desde 1964 y con coeficientes sísmicos de 0.2 en sentido horizontal y 0.1 en sentido vertical. Las columnas se construyeron de manera monolítica con los cabezales y con una losa de 13 m de longitud en el sentido longitudinal; lo que se dio un perfil tipo “hongo”. Entre dos columnas subsecuentes se colocó un tablero de concreto preesforzado de 22 m de largo, que se apoyó en las losas del hongo mediante dos articulaciones. El ancho de la superestructura es de 20.25 m.

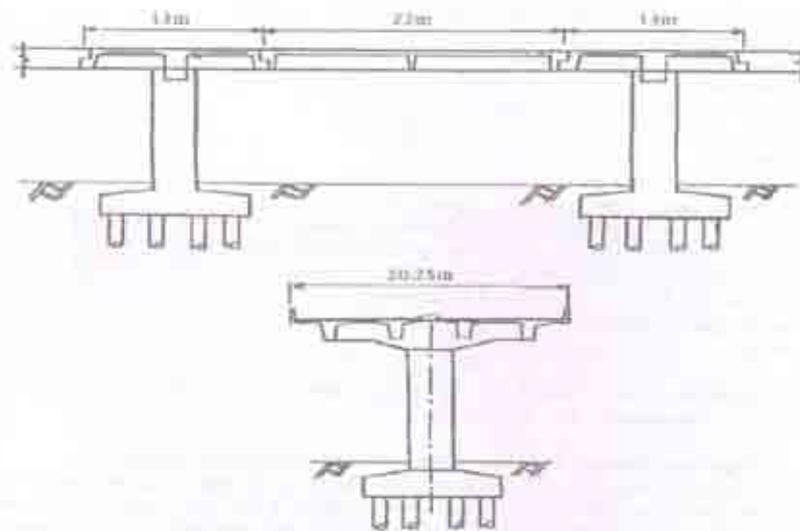


Fig. 4 18-span Bridges at Fukae, Route 3, Kobe Line, Hanshin Expressway

#### FIGURA 4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL VIADUCTO HANSHIN EXPRESSWAY

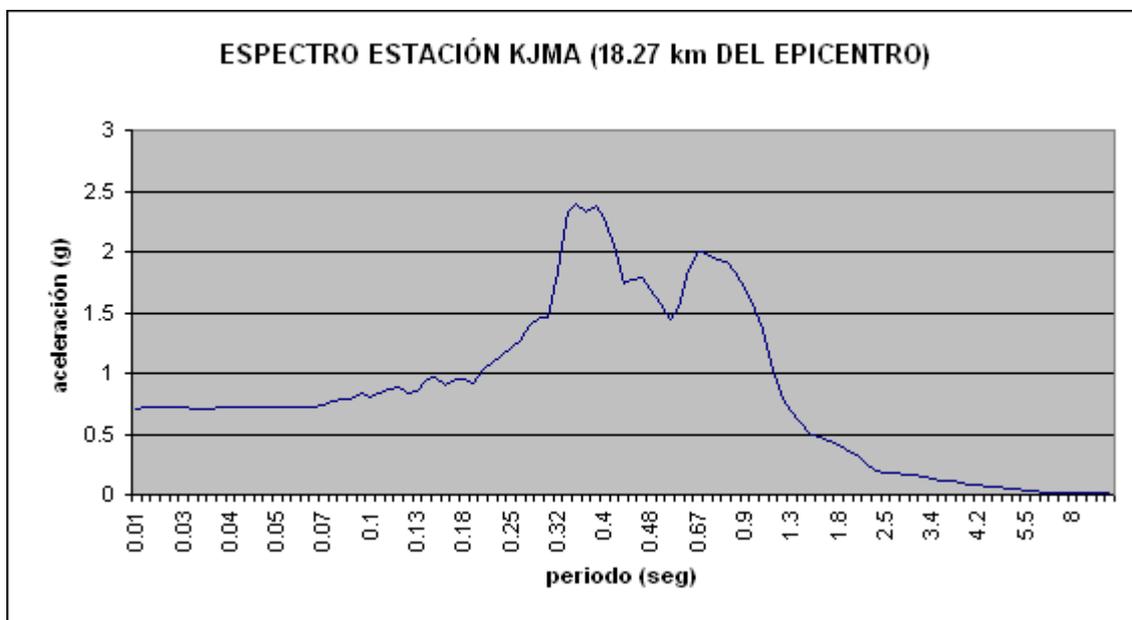
Las columnas tenían un diámetro de 3.1 a 3.3 m con alturas de 9.9 a 12.4 m. La resistencia a compresión de las columnas y las zapatas era de  $270 \text{ kg/cm}^2$ . El armado de las columnas estaba formado por varillas longitudinales de 35 mm de diámetro (SD30, D35) y estribos transversales de 16 mm de diámetro (SD30, D16). La columna tenía 180 varillas longitudinales en la base y se reducían a 120 a una altura de 2.5 m para terminar en 60 varillas en la parte superior; la separación de los estribos transversales era de 30 cm. (Kawashima, 2000).

## 2.- Características del sismo y daños

La estructura se colapsó en 18 claros en sentido transversal ante un sismo de 6.9 grados Richter, el 16 de enero de 1995.



El espectro de aceleración del terreno medido en la estación sismológica más cercana a la zona de la estructura colapsada se muestra a continuación:



**FIGURA 4.2 ESPECTRO DE ACELERACIÓN DEL TERRENO, ESTACIÓN KJMA (University of California, 2005)**

### 3.- Metodología de Rivera

#### Datos de análisis:

a.-	Diametro de la columna (D) =	310	cm
b.-	Altura de la columna (H) =	1240	cm
c.-	Relación de aspecto (H/D) =	4.00	
d.-	Area de la sección transversal (Ag) =	75476.76	cm <sup>2</sup>
e.-	Area de acero longitudinal (As) =	1731.80	cm <sup>2</sup>
f.-	Inercia de sección transversal (Ig) =	453332311	cm <sup>4</sup>
g.-	Cuantía de refuerzo longitudinal (ρl) =	0.0229	
h.-	Cuantía de refuerzo transversal (ρst) =	0.0009	
i.-	Resistencia del concreto (f'c) =	270	kg/cm <sup>2</sup>
j.-	Módulo de elasticidad del concreto (Ec) =	230088.94	kg/cm <sup>2</sup>
k.-	Resistencia de fluencia del acero long (fyl) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
l.-	Resistencia de fluencia del acero transv. (fyt) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
m.-	Deformación de fluencia del acero de ref. (εy) =	0.0019	
n.-	Aceleración de la gravedad (g) =	981	cm/seg <sup>2</sup>
o.-	P axial por superestructura (P) =	1405.64	ton
p.-	Popo columna (Pcol) =	224.63	ton
q.-	Popo cabezal (Pcab) =	175.5	ton
r.-	Relación de carga axial en la columna (P/Agf'c) =	0.09	(Incluyendo CV)
s.-	Aceleración demandada del espectro (Sa i) =	1.62	g

#### Capacidad de distorsión de fluencia (γy) = Δy/H

$$\gamma_y = 1/3\Phi_y H \quad (\text{Para columnas en cantiliver})$$

$$\Phi_y = 3.75\varepsilon_y/D(0.30+11.20\rho_l-146\rho_l^2) = 1.103E-05 \quad (\text{Para sección circular})$$

$$\gamma_y = 1/3\Phi_y H = 0.00456112 \text{ cm}$$

#### Capacidad de distorsión última (γu) = Δu/H

$$\lambda_c = \rho_{st} = 0.0009$$

$$\gamma_{u(\%)} = \beta_0 + \lambda_c(f_{yt}/14f'c)(\beta_1 + \beta_2(P/Agf'c)) + \beta_3(P/Agf'c)$$

$$\gamma_{u(\%)} = 1.00386356 = 0.010038636 \text{ considerándolo al 80\%} = 0.00803$$

$$\beta_0 = 3.30 - 0.27H/D = 2.22$$

$$\beta_1 = 453.90 + 46.50H/D = 639.9$$

$$\beta_2 = 14.58 - 5.71H/D = -8.26$$

$$\beta_3 = 0.0422H/D - 0.37 = -0.2012$$

#### Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \gamma_u/\gamma_y = 1.76073098$$

#### Cálculo de la rigidez agrietada (Icr)

$$I_{cr}/I_g = 0.22 + 13.44\rho_1 + 0.011(P/Agf'c) - 0.16\rho_1(P/Agf'c)$$

$$I_{cr}/I_g = 0.52902766 \rightarrow I_{cr} = 239825331 \text{ cm}^4$$

$$K_{cr} = 3EI_{cr}/H^3 = 86825.4419 \text{ kg/cm}$$

**Cálculo del periodo de vibración en estado degradado (T<sub>cr</sub>)**

$$T_{cr} = 2\pi\sqrt{(m/K_{cr})} = 0.88 \text{ seg}$$

con:  $m = 1/g ((P_{super} + P_{1/2columna}) \times 1000) = 1688.09 \text{ ton}$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$m = 1720.7853$$

**Cálculo de la fuerza lateral de fluencia (V<sub>y</sub>)**

$$V_y = K_{cr}\gamma_y H = 491066.555 \text{ kg} = 491.06656 \text{ ton}$$

**Evaluación de R<sub>μ</sub>**

suelo firme

$$R_{\mu} = (1.11\mu - 1.0119) \times (T^{1.2}/(0.002+T^{1.2})) + 1$$

$$T^{1.2} = 0.86$$

$$R_{\mu} = 1.94$$

**Cálculo de las aceleraciones espectrales (S<sub>a</sub>)**

$$S_{a_y} = (V_y/W_T) * g = S_{a_y} = 266.7761069 \text{ cm/seg}^2$$

$$S_{a_u} = (V_y/W_T) * R_{\mu} g = S_{a_u} = 517.6343331 \text{ cm/seg}^2$$

con:  $V_y = 491066.555 \text{ kg}$   $S_{a \text{ max/g}} = 0.527659871$

$$W_T = 1805770 \text{ kg}$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$I_{DF}(S_{a_y}) = 0.05 \quad I_{DF}(S_{a_{pu}}) = 0.99$$

con:  $S_{a_{pu}} = 0.95 S_{a_u} = 491.75262 \text{ cm/seg}^2$

$m = -5.69734/\ln(S_{a_y}/S_{a_{pu}}) =$	9.3160
--	--------

$a = \ln(0.99)/(S_{a_y}/S_{a_u})^m =$	4.8309
---------------------------------------	--------

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-au^n} \quad \text{con: } n = m$$

$$u = S_{a_i}/S_{a_u}$$

S<sub>a<sub>i</sub></sub> es la aceleración demandada real en el puente del espectro = 1589.22 cm/seg<sup>2</sup> (1.62 a/g)

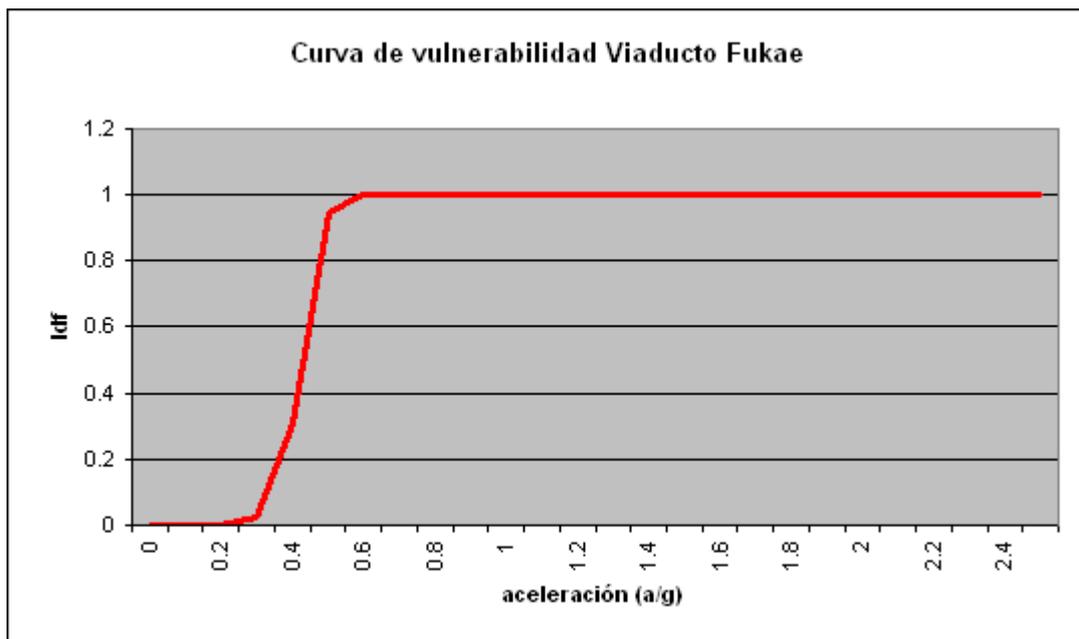
De los resultados tenemos S<sub>a max</sub> = 517.6343331 cm/seg<sup>2</sup>

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-a(S_{a_i}/S_{a_u})^m} \quad \text{para } T_{cr} = 0.88 \text{ seg}$$

$I_{DF}(S_{a_i}) =$	1.0000
---------------------	--------

g	Idf
0	0
0.1	0.0000
0.2	0.0006
0.3	0.0248
0.4	0.3064
0.5	0.9464
0.6	1.0000
0.7	1.0000
0.8	1.0000
0.9	1.0000
1	1.0000
1.1	1.0000
1.2	1.0000
1.3	1.0000
1.4	1.0000
1.5	1.0000
1.6	1.0000
1.7	1.0000
1.8	1.0000
1.9	1.0000
2	1.0000
2.1	1.0000
2.2	1.0000
2.3	1.0000
2.4	1.0000
2.5	1.0000

Idf	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
< 0.05	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq a \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < a \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < a < 0.95$	Severo	Alto
$\geq 0.95$	Completo	Muy alto



#### 4.- Revisión por capacidad por resistencia de la columna

Siguiendo el método de análisis sísmico comúnmente utilizado en México por los diseñadores de puentes, (Galindo, 1995) se tiene:

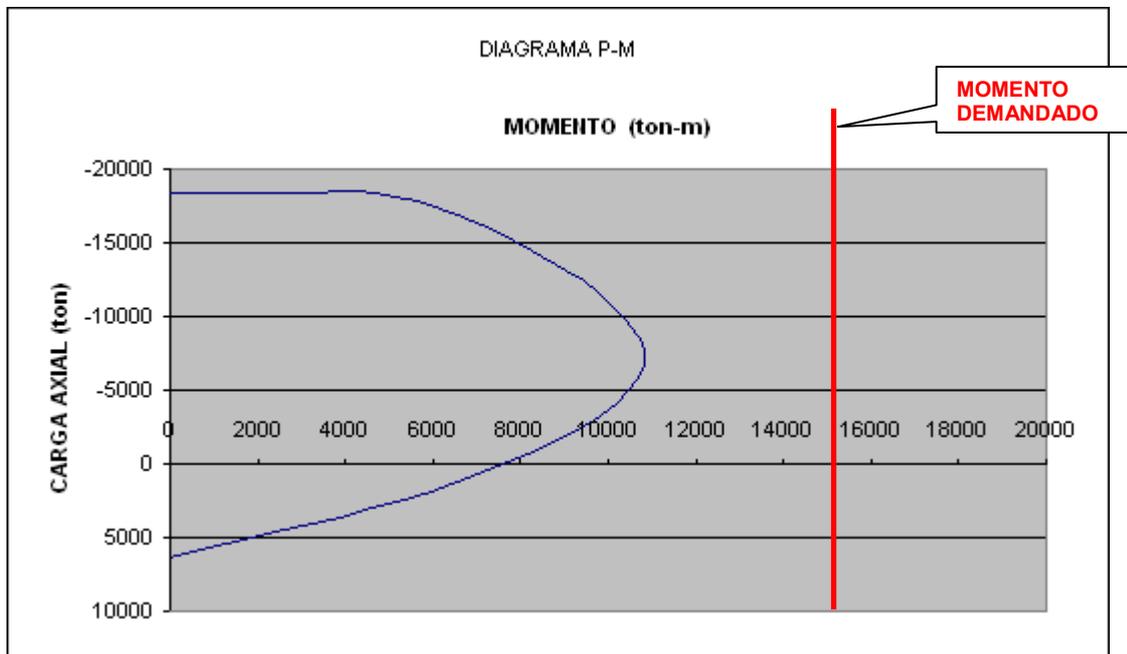
- W<sub>super</sub> = 1405.64 ton
- W<sub>cabez</sub> = 175.5 ton
- W<sub>column</sub> = 224.63 ton
- T<sub>cr</sub> = 0.88581 seg (Obtenido con SAP2000 v11, ver figura 5.3)

Ya que no se tienen apoyos de neopreno se considera un Q= 2

Del espectro de aceleración de sitio se tiene c= 1.62

	W (ton)	V (ton)	h (m)	M (ton-m)
Superestructura + Cabezal	1581.14	1280.72	10.9	13959.9
Columna	224.63	181.95	4.7	855.2
	Σ=	1462.67		14815.1

De análisis de la sección de la columna se obtiene con SAP2000 v.11 el siguiente diagrama de interacción Momento-Carga axial.



Del diagrama se observa que el momento demandado (14,815.1 ton-m) excede el momento resistente de la sección (10,836.0 ton-m); por lo tanto la columna colapsa.

5.- Comparación del índice de daño físico contra daños reales obtenidos

	<b>Evaluación realizada</b>	<b>Resultado</b>	<b>Interpretación</b>
a)	Índice de daño físico	$I_{df} = 1$	<b>DAÑO COMPLETO</b>
b)	Análisis de sección:	$M_r < \text{Momento demandado}$	<b>COLAPSO</b>

Se observa que los resultados obtenidos de las evaluaciones realizadas son congruentes con el daño real que presentó la estructura.

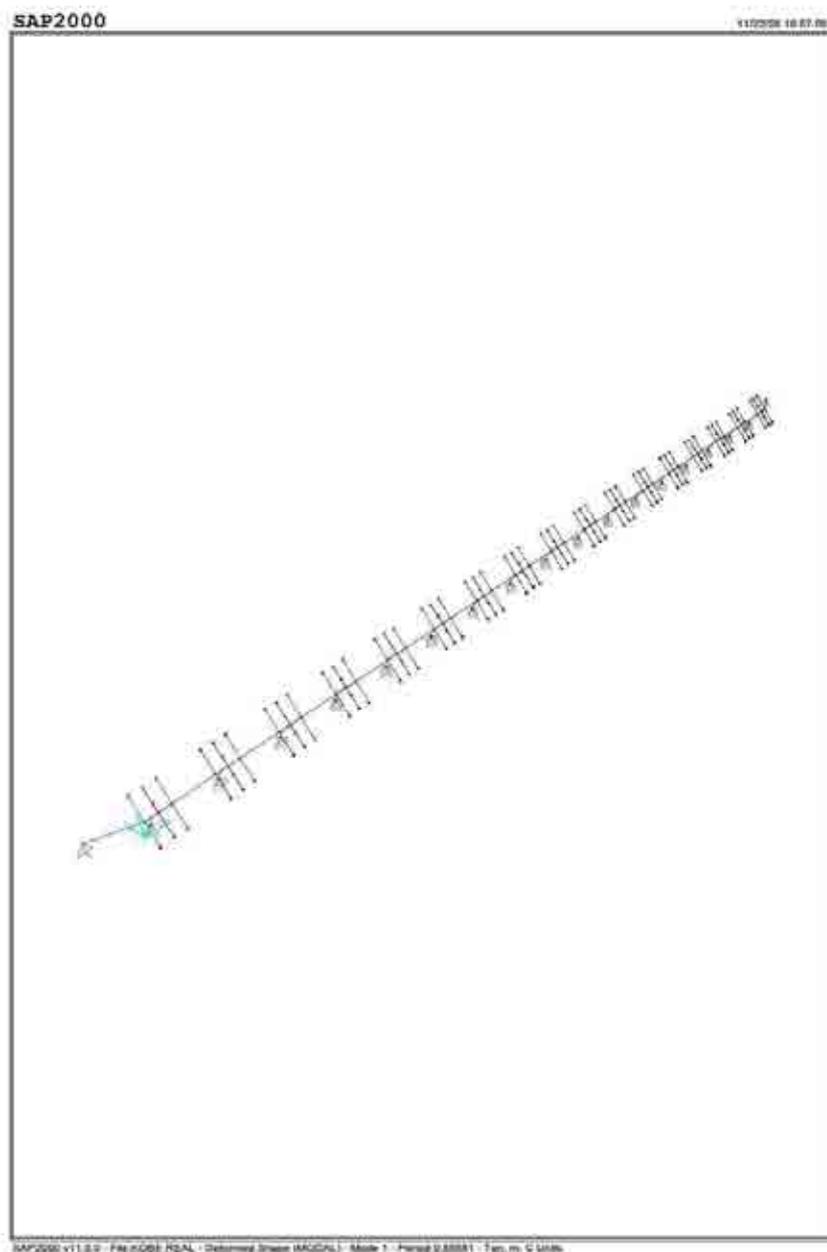


FIGURA 4.3 MODELO DEL VIADUCTO HANSHIN EXPRESSWAY

#### 4.3.2 PIV SR 118 Ruffer Ave. Overcrossing, Los Angeles CA, USA

##### 1.- Descripción de la estructura

El SR 118 Ave. Overcrossing fue diseñado en 1971, después del sismo de San Fernando. La configuración del PV es bastante simple: dos claros de 50.3 y 52.4 m, resueltos con una viga tipo cajón de concreto preesforzado, continua sobre una pila central de dos columnas con abanico en la parte superior que estructuralmente forman un marco continuo con la superestructura. El PIV tiene un esviajamiento aproximado de 21 grados. El ancho de la superestructura es de 17 m.



**FIGURA 4.4 PIV SR 118 RUFFNER AVENUE**

Las columnas tienen una sección octogonal con distancia entre caras paralelas de 1.80 m. Las columnas tienen armado y geometría similar a las del PIV Mission Gothic, que se muestran en la figura 4.5, 45 varillas longitudinales del número 11 (35 mm de diámetro) y estribos en espiral del número 5 (16 mm de diámetro) con paso @ 9 cm. La resistencia a compresión del concreto era 250 kg/cm<sup>2</sup>. La altura de las columnas, desde el nivel de piso hasta la parte baja de la superestructura es de 7.2 m, (Todd, 1994).

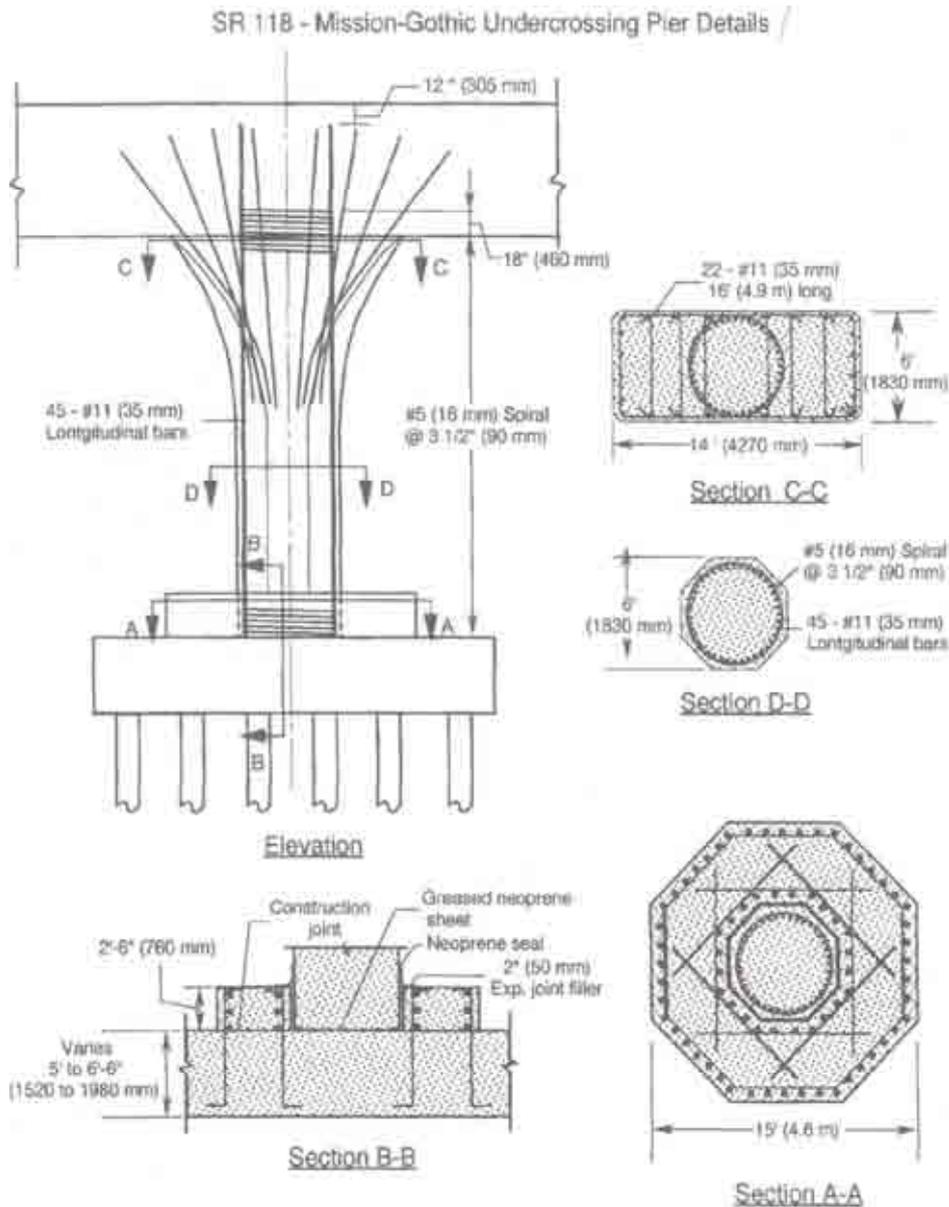


Figure 4.24. Pier details for the SR118 Mission-Gothic Undercrossing.

FIGURA 4.5 DETALLE DE LA PILA DEL PIV SR 118 MISSION GOTHIC

## 2.- Características del sismo y daños

La estructura se vio sometida a un sismo de 6.69 grados Richter el 16 de enero de 1994. El único daño significativo que tuvo la estructura fue un extenso desconchamiento en una de las columnas centrales, como se aprecia en la figura 4.6.

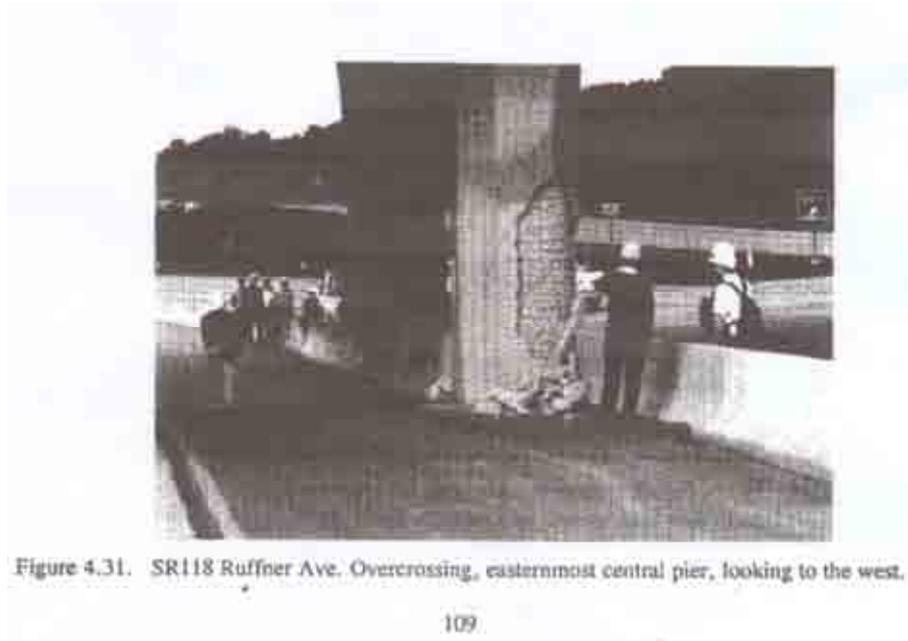


FIGURA 4.6 VISTA DE ESTE A OESTE DE LA PILA CENTRAL DEL PIV RUFFNER AVE

El espectro de aceleración del terreno medido en la estación sismológica más cercana a la zona de la estructura afectada se muestra a continuación:

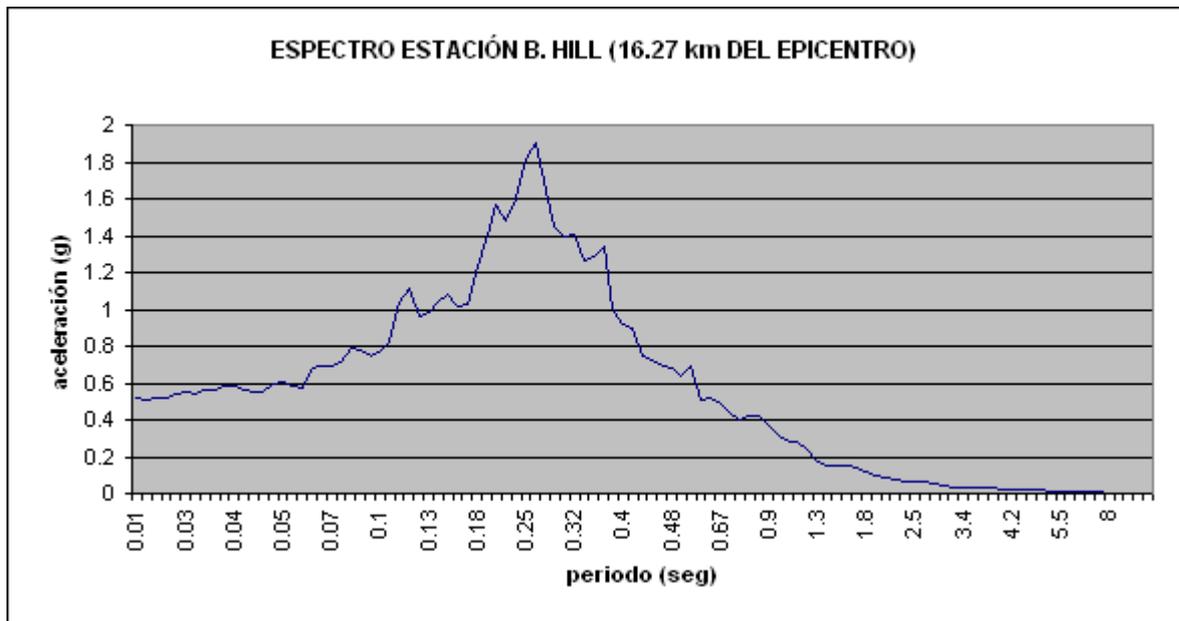


FIGURA 4.7 ESPECTRO DE ACCELERACIÓN DEL TERRENO SISMO DE NORTHDRIGE 1994 ESTACIÓN B. HILL (University of California, 2005)

### 3.- Metodología de Rivera

#### Datos de análisis:

a.-	Diámetro de la columna (D) =	188	cm
b.-	Altura de la columna (H) =	720	cm
c.-	Relación de aspecto (H/D) =	3.83	
d.-	Área de la sección transversal (Ag) =	27759.11	cm <sup>2</sup>
e.-	Área de acero longitudinal (As) =	432.95	cm <sup>2</sup>
f.-	Inercia de sección transversal (I <sub>g</sub> ) =	61319880	cm <sup>4</sup>
g.-	Cuantía de refuerzo longitudinal (ρ <sub>l</sub> ) =	0.0156	
h.-	Cuantía de refuerzo transversal (ρ <sub>st</sub> ) =	0.0050	
i.-	Resistencia del concreto (f'c) =	250	kg/cm <sup>2</sup>
j.-	Módulo de elasticidad del concreto (E <sub>c</sub> ) =	221403.19	kg/cm <sup>2</sup>
k.-	Resistencia de fluencia del acero long (f <sub>yl</sub> ) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
l.-	Resistencia de fluencia del acero transv. (f <sub>yt</sub> ) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
m.-	Deformación de fluencia del acero de ref. (ε <sub>y</sub> ) =	0.0019	
n.-	Aceleración de la gravedad (g) =	981	cm/seg <sup>2</sup>
o.-	P axial por superestructura (P) =	858.575	ton
p.-	Popo columna (P <sub>col</sub> ) =	67.98	ton
q.-	Popo cabezal (P <sub>cab</sub> ) =	39.31	ton
r.-	Relación de carga axial en la columna (P/Agf'c) =	0.07	
s.-	Aceleración demandada del espectro (S <sub>a i</sub> ) =	0.73	g

#### Capacidad de distorsión de fluencia (γ<sub>y</sub>) = Δ<sub>y</sub>/H

$$\gamma_y = 1/6\Phi_y H \quad (\text{Para columnas que forman marco})$$

$$\Phi_y = 3.75\varepsilon_y/D(0.30+11.20\rho_l-146\rho_l^2) = 1.6644E-05 \quad (\text{Para sección circular})$$

$$\gamma_y = 1/6\Phi_y H = \mathbf{0.00199728 \text{ cm}}$$

#### Capacidad de distorsión última (γ<sub>u</sub>) = Δ<sub>u</sub>/H

$$\lambda_c = \rho_{st} = 0.0050$$

$$\gamma_{u(\%)} = \beta_0 + \lambda_c(f_{yt}/14f'c) \times (\beta_1 + \beta_2 (P/Agf'c)) + \beta_3 (P/Agf'c)$$

$$\gamma_{u(\%)} = 4.17996798 = 0.04179968 \text{ considerándolo al 80\%} = \mathbf{0.03343974}$$

$$\beta_0 = 3.30 - 0.27H/D = 2.26595745$$

$$\beta_1 = 453.90 + 46.50H/D = 631.985106$$

$$\beta_2 = 14.58 - 5.71H/D = -7.28808511$$

$$\beta_3 = 0.0422H/D - 0.37 = -0.20838298$$

#### Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \gamma_u/\gamma_y = \mathbf{16.7426656}$$

#### Cálculo de la rigidez agrietada (I<sub>cr</sub>)

$$I_{cr}/I_g = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011(P/Agf'c) - 0.16\rho_l(P/Agf'c)$$

$$I_{cr}/I_g = 0.43025286 \rightarrow I_{cr} = 26383053.5 \text{ cm}^4$$

$$K_{cr} = 12EI_{cr}/H^3 = \mathbf{187798.746 \text{ kg/cm}}$$

**Cálculo del periodo de vibración en estado degradado (T<sub>cr</sub>)**

$$T_{cr} = 2\pi\sqrt{(m/K_{cr})} = 0.45 \text{ seg}$$

con:  $m = 1/g ((P_{super} + P^{1/3}columna) \times 1000) = 938.37 \text{ ton}$   
 $g = 981 \text{ cm/seg}^2$   
 $m = 956.54853$

**Cálculo de la fuerza lateral de fluencia (V<sub>y</sub>)**

$$V_y = K_{cr}\gamma_y H = 270062.027 \text{ kg} = 270.062027 \text{ ton}$$

**Evaluación de R<sub>μ</sub>**

suelo firme

$$R_{\mu} = (1.11\mu - 1.0119) \times (T^{1.2}/(0.002+T^{1.2})) + 1$$

$$T^{1.2} = 0.38$$

$$R_{\mu} = 18.48$$

**Cálculo de las aceleraciones espectrales (S<sub>a</sub>)**

$$S_{a_y} = (V_y/W_T) * g = S_{a_y} = 274.29387 \text{ cm/seg}^2$$

$$S_{a_u} = (V_y/W_T) * R_{\mu} g = S_{a_u} = 5069.20511 \text{ cm/seg}^2$$

con:  $V_y = 270062.027 \text{ kg}$   $S_{a \text{ max/g}} = 5.16738543$   
 $W_T = 965865 \text{ kg}$   
 $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

$$I_{DF}(S_{a_y}) = 0.05 \quad I_{DF}(S_{a_{pu}}) = 0.99$$

con:  $S_{a_{pu}} = 0.95 S_{a_u} = 4815.74485 \text{ cm/seg}^2$

$m = -5.69734 / \ln(S_{a_y}/S_{a_{pu}}) =$	1.9883
$a = \ln(0.99) / (S_{a_y}/S_{a_u})^m =$	3.3174

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-au^n} \quad \text{con:} \quad n = m$$

$$u = S_{a_i}/S_{a_u}$$

S<sub>a<sub>i</sub></sub> es la aceleración demandada real en el puente del espectro = 716.13 cm/seg<sup>2</sup>

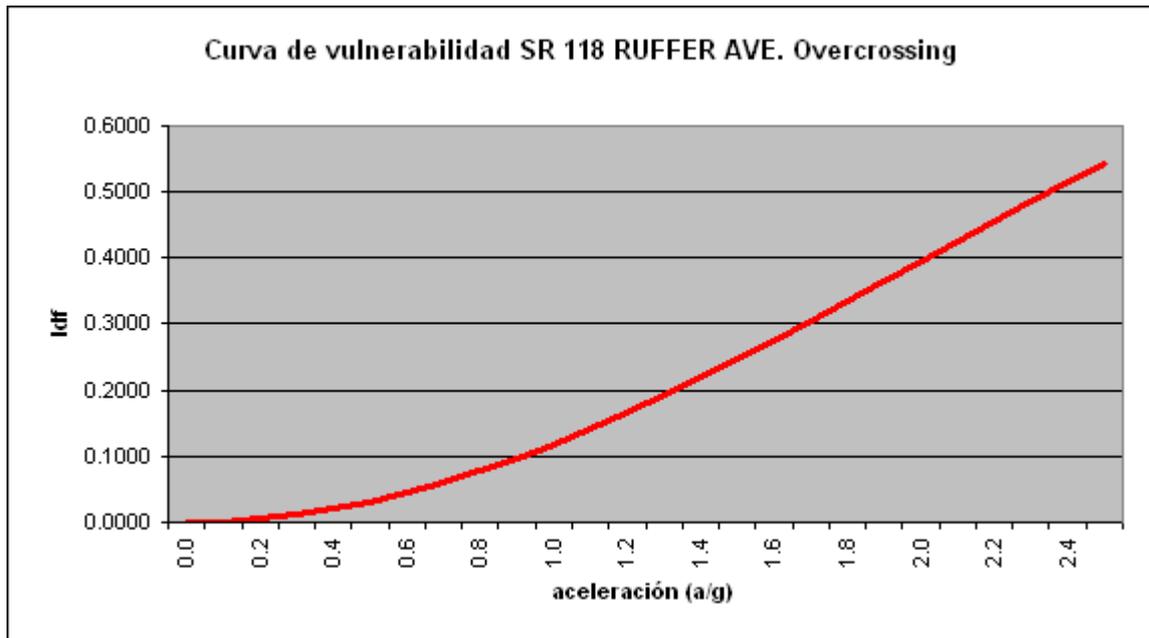
De los resultados tenemos S<sub>a</sub> max = 5069.20511 cm/seg<sup>2</sup>

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-a(S_{a_i}/S_{a_u})^m} \quad \text{para } T_{cr} = 0.45 \text{ seg}$$

$I_{DF}(S_{a_i}) =$	<b>0.07</b>
---------------------	-------------

g	Idf
0	0.0000
0.1	0.0013
0.2	0.0051
0.3	0.0115
0.4	0.0203
0.5	0.0314
0.6	0.0448
0.7	0.0604
0.8	0.0781
0.9	0.0976
1	0.1190
1.1	0.1419
1.2	0.1664
1.3	0.1922
1.4	0.2191
1.5	0.2469
1.6	0.2756
1.7	0.3049
1.8	0.3347
1.9	0.3648
2	0.3950
2.1	0.4252
2.2	0.4552
2.3	0.4849
2.4	0.5143
2.5	0.5430

Idf	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
< 0.05	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq a \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < a < 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < a < 0.95$	Severo	Alto
$\geq 0.95$	Completo	Muy alto



#### 4.- Revisión por capacidad de resistencia de la columna

Siguiendo el método de análisis sísmico comúnmente utilizado en México por los diseñadores de puentes, (Galindo, 1995) se tiene:

$W_{super} = 858.575 \text{ ton}$

$W_{cabez} = 39.31 \text{ ton}$

$W_{column} = 67.98 \text{ ton}$

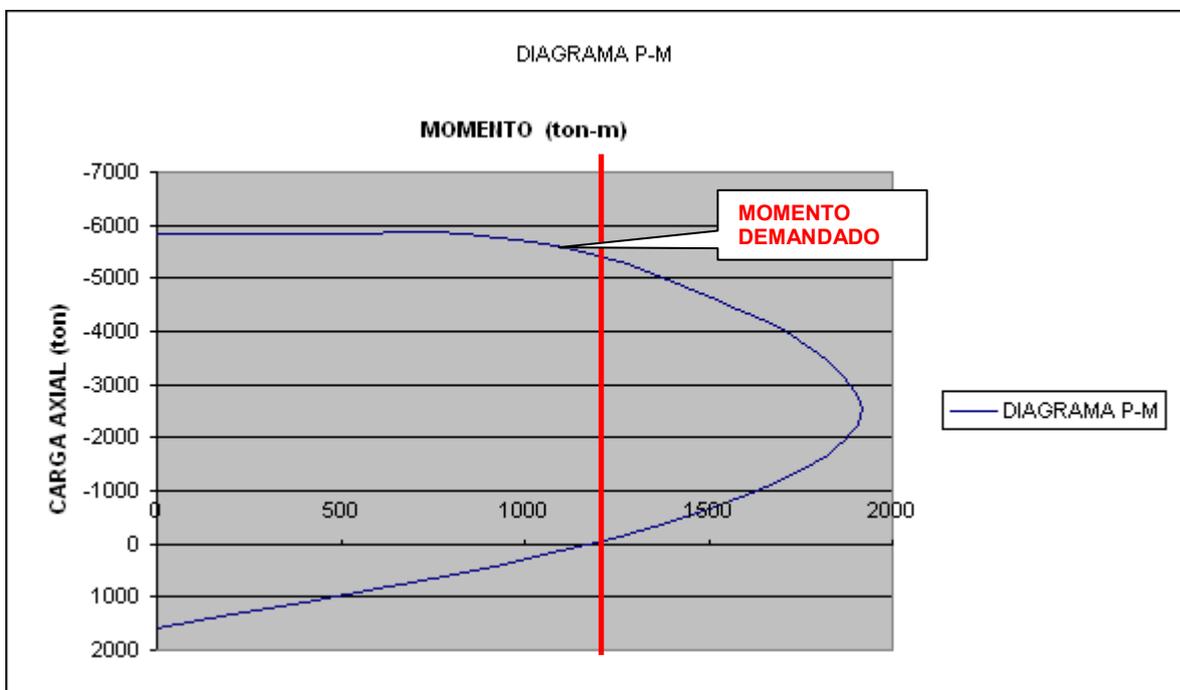
$T_{cr} = 0.44 \text{ seg}$  (Obtenido con SAP2000 v11, ver figura 4.8)

Ya que se considera un marco rígido en sentido  $Q = 4$   
transversal se considera un  $Q = 4$

Del espectro de aceleración de sitio se tiene  $c = 0.73$

	W (ton)	V (ton)	h (m)	M (ton-m)
Superestructura + Cabezal	897.89	163.86	7.2	1179.8
Columna	67.98	12.41	2.4	29.8
$\Sigma =$		176.27		1209.6

De análisis de la sección de la columna se obtiene con SAP2000 v.11 el siguiente diagrama de interacción Momento-Carga axial.



Del diagrama se observa que el momento demandado (1209.6 ton-m) es inferior al momento resistente de la sección (1916.9 ton-m); por lo tanto la columna no fallará.

5.- Comparación del Índice de daño físico contra daños reales obtenidos

	<b>Evaluación realizada</b>	<b>Resultado</b>	<b>Interpretación</b>
a)	Índice de daño físico	$I_{df} = 0.07$	<b>DAÑO LIGERO</b>
b)	Análisis de sección:	$M_r > \text{Momento demandado}$	<b>NO COLAPSO</b>

Se observa que los resultados obtenidos de las dos evaluaciones realizadas son congruentes con el daño real que presentó la estructura, aunque el desconchamiento que presentó la columna de la pila pudiera catalogarse como moderado.

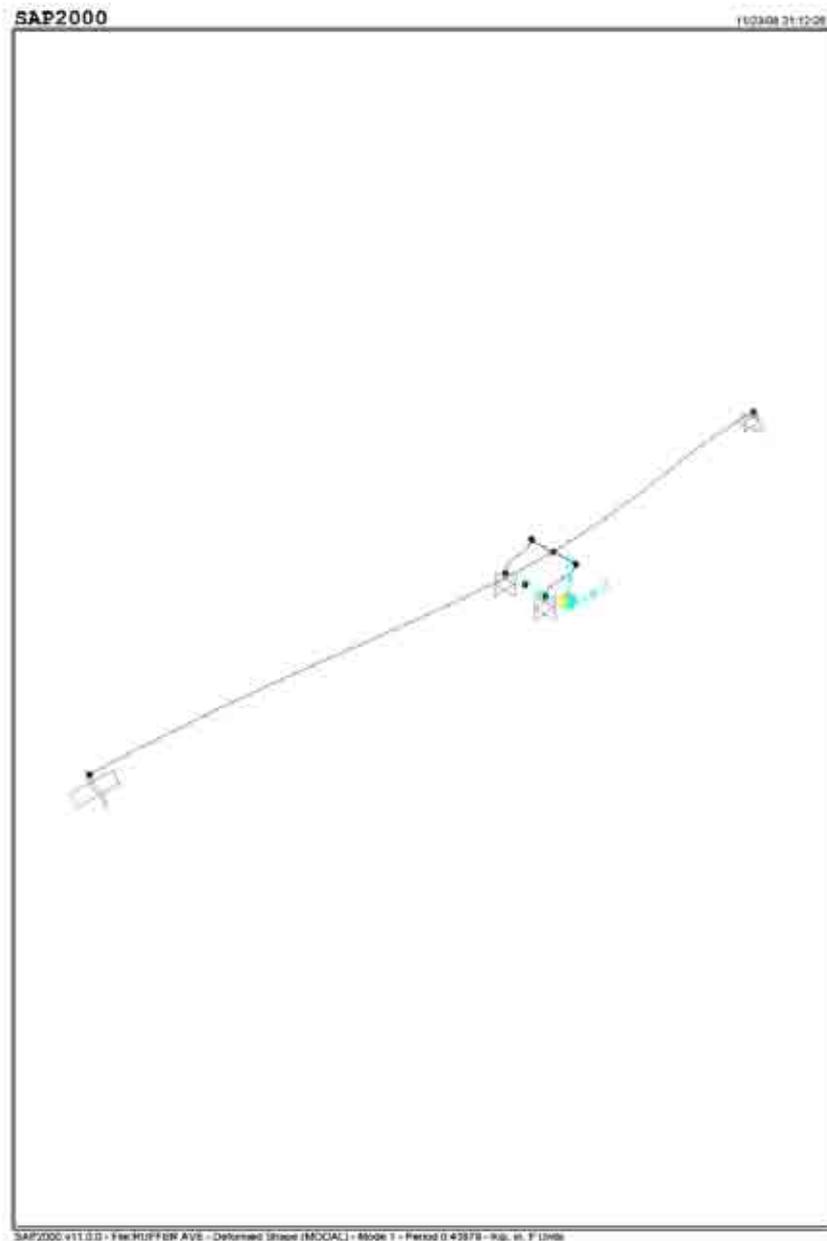


FIGURA 4.8 MODELO DEL PIV RUFFER AVENUE

### 4.3.3 PIV Mora Drive

#### 1.- Descripción de la estructura

Este PIV se localiza sobre la Ruta 280 cerca de la Ciudad de Los Altos, CA, USA. La superestructura está compuesta por una viga cajón de concreto preesforzado de seis celdas de perfil redondeado en los volados. Estructuralmente es continua en dos claros. La subestructura la componen una columna central de concreto reforzado y dos estribos a base de muro diafragma. La columna es muy ancha transversalmente con una ampliación en la zona en donde se junta con la superestructura. El puente se ubica en una curva horizontal de 600 pies de radio y tiene un ligero esviajamiento con respecto a la autopista sobre la cual cruza.



Figure 2.26 - Mora Drive (Yashinsky)

**FIGURA 4.9 PIV SR 280 MORA DRIVE**

La altura de la columna central es de aproximadamente 6.40 m y la longitud total del puente, de estribo a estribo es de 63 m; el ancho total del puente es de 11.58 m. Este puente se construyó en 1967.

La columna central tiene una sección tipo oblongo de 76 cm x 180 cm en la parte inferior, y se incrementa hasta 76 cm x 622 cm en la parte superior. Esta soportada por una zapata aislada. El refuerzo longitudinal se estima en un 2% de la sección transversal inferior (10744 cm<sup>2</sup> aprox.), esto es, 24 varillas de 35 mm de diámetro (# 11). La columna tiene refuerzo transversal del #4 @ 30 cm. La resistencia a compresión del concreto se estima en 250 kg/cm<sup>2</sup>, (Yashinsky, 1998).

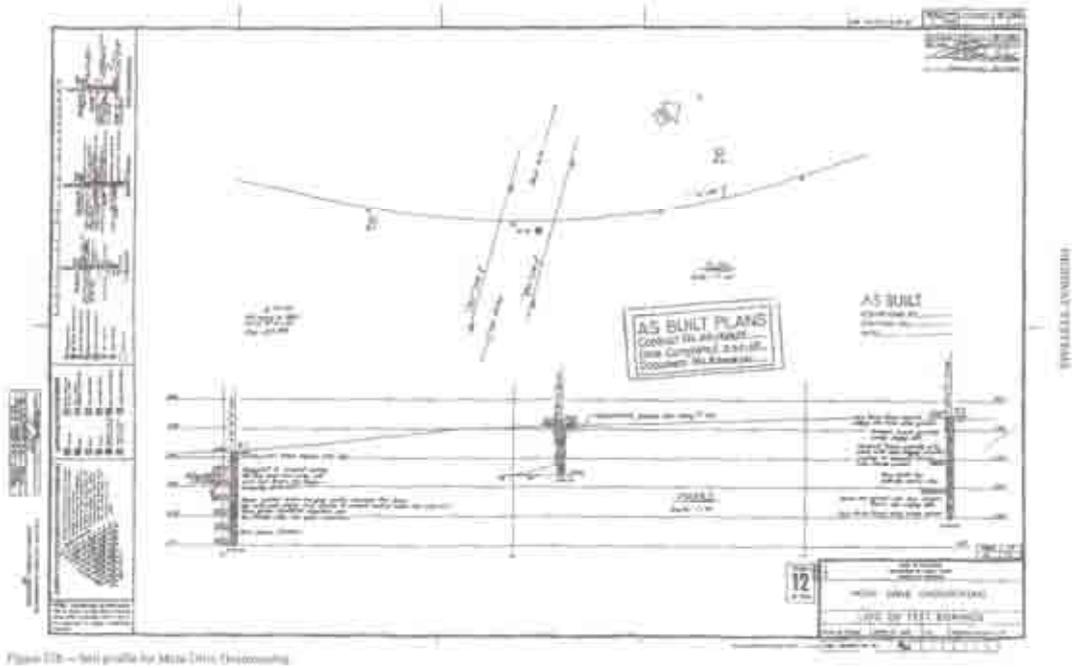


FIGURA 4.10 UBICACIÓN Y ELEVACIÓN SONDEOS DEL PIV SR 280 MORA DRIVE

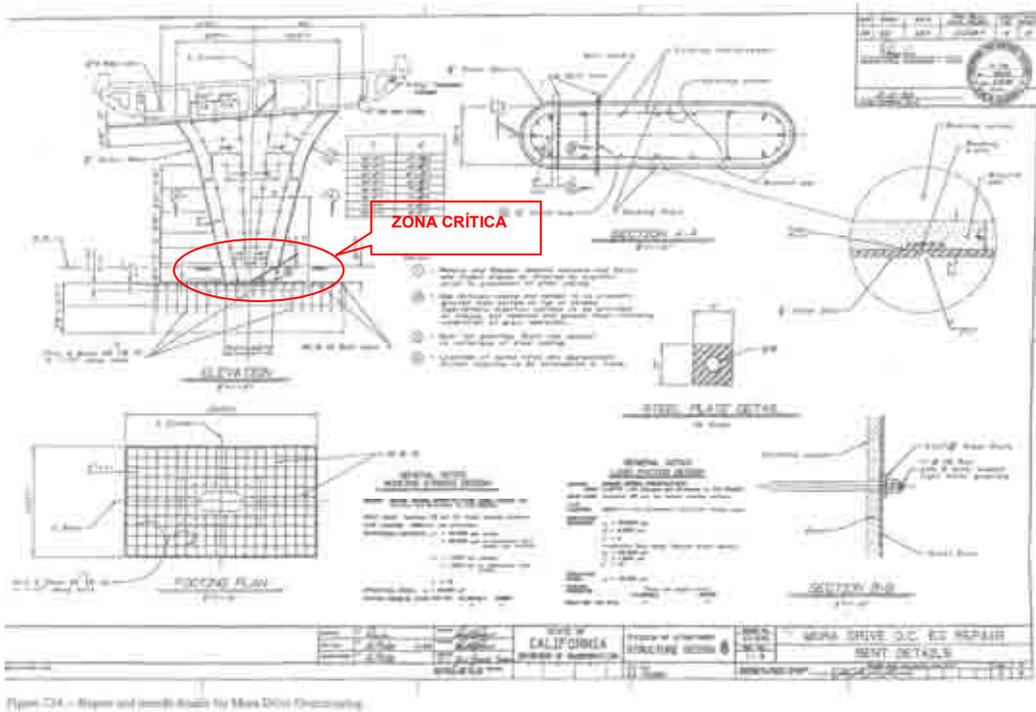


FIGURA 4.11 DETALLE DE LA PILA DEL PIV SR 280 MORA DRIVE

## 2.- Características del sismo y daños

La estructura se vio afectada por el sismo de Loma Prieta el 18 de octubre de 1989, la magnitud fue de 6.93 grados Richter.

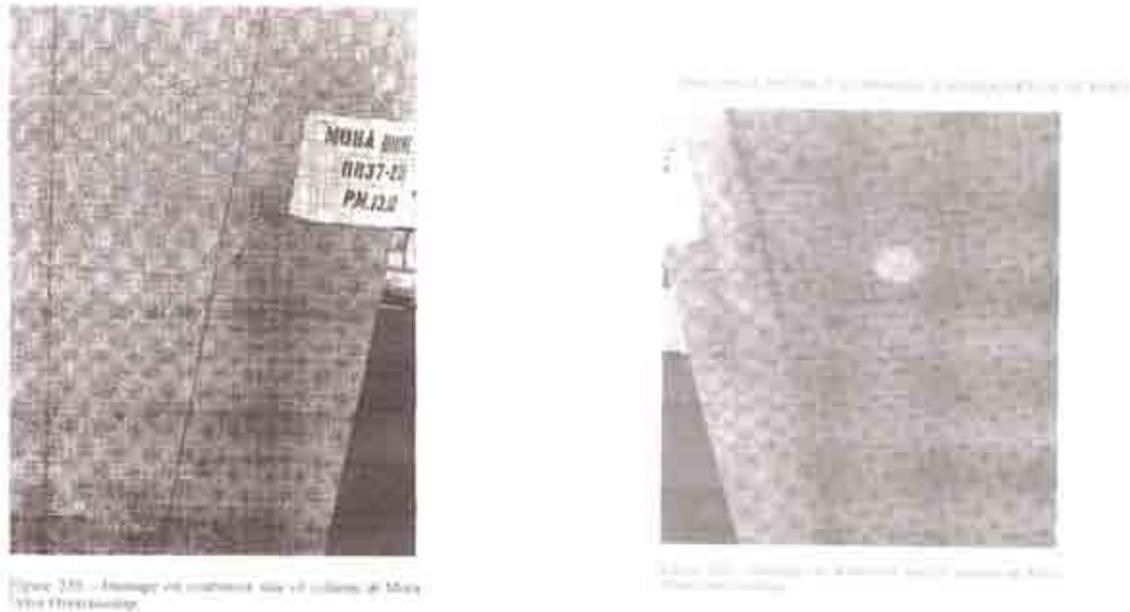


FIGURA 4.12 GRIETAS QUE SE PRESENTARON EN LA PILA DEL PIV SR 280 MORA DRIVE

El mayor daño en este puente fueron varias grietas anchas en toda la columna central. Las grietas comenzaban en el lado norte de la cimentación y se extendían hasta 3 m arriba en el lado sur. El equipo de mantenimiento midió profundidades de grieta de hasta 15 cm hacia el centro de la columna (Yashinsky, 1998).

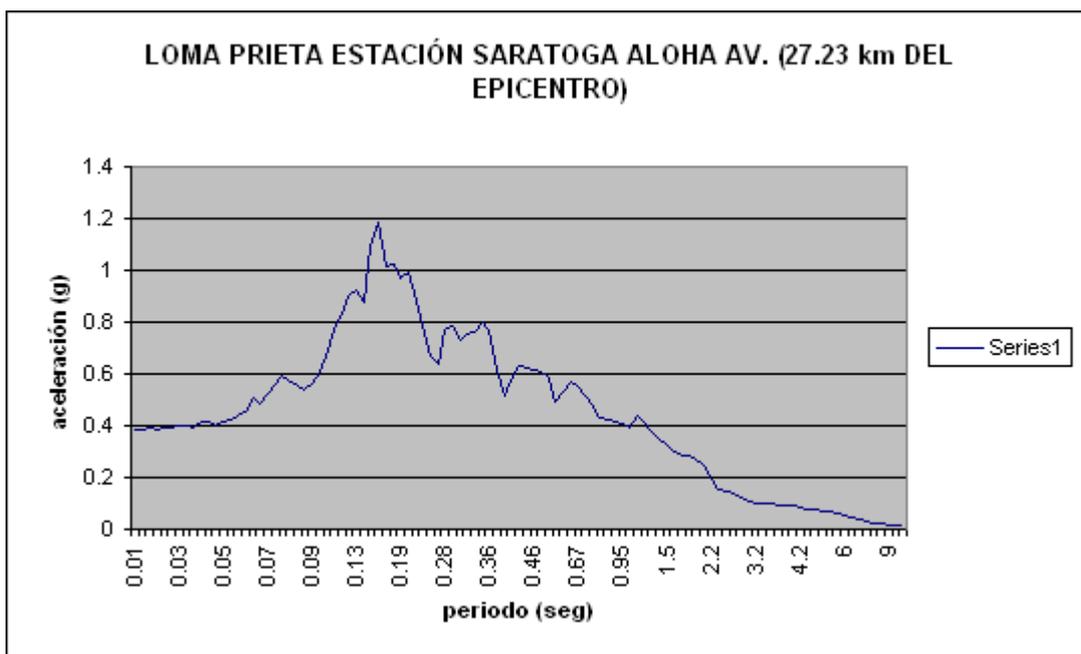


FIGURA 4.13 ESPECTRO DE ACELERACIÓN DEL TERRENO SISMO DE LOMA PRIETA 1989 ESTACIÓN SARATOGA (FUENTE: UNIVERSITY OF CALIFORNIA, 2005)

### 3.- Metodología de Rivera

#### Datos de análisis:

a.-	Lado de la columna paralelo al sismo (L) =	163	cm
b.-	Altura de la columna (H) =	640	cm
c.-	Relación de aspecto (H/L) =	3.93	
d.-	Área de la sección transversal (Ag) =	12388.00	cm <sup>2</sup>
e.-	Área de acero longitudinal (As) =	231.00	cm <sup>2</sup>
f.-	Inercia de sección transversal (Ig) =	55000000	cm <sup>4</sup>
g.-	Cuantía de refuerzo longitudinal (ρl) =	0.0186	
h.-	Cuantía de refuerzo transversal (ρst) =	0.0018	
i.-	Resistencia del concreto (f'c) =	250	kg/cm <sup>2</sup>
j.-	Módulo de elasticidad del concreto (Ec) =	221403.19	kg/cm <sup>2</sup>
k.-	Resistencia de fluencia del acero long (fy <sub>l</sub> ) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
l.-	Resistencia de fluencia del acero transv. (fy <sub>t</sub> ) =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
m.-	Deformación de fluencia del acero de ref. (εy) =	0.0019	
n.-	Aceleración de la gravedad (g) =	981	cm/seg <sup>2</sup>
o.-	P axial por superestructura (P) =	560.2	ton
p.-	Popo columna (Pcol) =	44.85	ton
q.-	Popo cabezal (Pcab) =	0	ton
r.-	Relación de carga axial en la columna (P/Agf'c) =	0.20	
s.-	Aceleración demandada del espectro (Sa i) =	0.75	g

#### Capacidad de distorsión de fluencia (γ<sub>y</sub>) = Δ<sub>y</sub>/H

$$\gamma_y = 1/6\Phi_y H \quad (\text{Para columnas que forman marco})$$

$$\Phi_y = 3.75\varepsilon_y/L(0.30+10.50\rho_l-125\rho_l^2) = 1.977E-05 \quad (\text{Para sección rectangular})$$

$$\gamma_y = 1/6\Phi_y H = 0.00210902 \text{ cm}$$

#### Capacidad de distorsión última (γ<sub>u</sub>) = Δ<sub>u</sub>/H

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} = 0.000001 \quad \text{con } k_e = 0.0007$$

$$\gamma_{u(\%)} = \beta_0 + \lambda_e(f_{yt}/14f'c)(\beta_1 + \beta_2(P/Agf'c)) + \beta_3(P/Agf'c)$$

$$\gamma_{u(\%)} = 0.37677575 = 0.003767758 \text{ considerandolo al 80\%} = 0.00301$$

$$\beta_0 = 0.22(H/L)-0.75 = 0.113803681$$

$$\beta_1 = 1280.7-18.5(H/L) = 1208.061963$$

$$\beta_2 = 0.75(H/L)-49.4 = -46.45521472$$

$$\beta_3 = 0.0165-0.00078(H/L) = 0.013437423$$

#### Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \gamma_u/\gamma_y = 1.4291948$$

#### Cálculo de la rigidez agrietada (I<sub>cr</sub>)

$$I_{cr}/I_g = 0.19 + 11.60\rho_1 + 0.012(P/Agf'c) - 0.17\rho_1(P/Agf'c)$$

$$I_{cr}/I_g = 0.40803119 \rightarrow I_{cr} = 22441715 \text{ cm}^4$$

$$K_{cr} = 12EI_{cr}/H^3 = 227447.541 \text{ kg/cm}$$

#### Cálculo del periodo de vibración en estado degradado (T<sub>cr</sub>)

$$T_{cr} = 2\pi\sqrt{(m/K_{cr})} = 0.32 \text{ seg}$$

con:  $m = 1/g ((P_{super} + P_{1/2columna}) \times 1000) = 593.91 \text{ ton}$   
 $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

$$m = 605.412106$$

**Cálculo de la fuerza lateral de fluencia (Vy)**

$$V_y = K_{cr}\gamma_y H = 307003.074 \text{ kg} = 307.00307 \text{ ton}$$

**Evaluación de  $R\mu$**

suelo firme

$$R\mu = (1.11\mu - 1.0119) \times (T^{1.2}/(0.002+T^{1.2})) + 1$$

$$T^{1.2} = 0.26$$

$$R\mu = 1.57$$

**Cálculo de las aceleraciones espectrales (Sa)**

$$S_{a_y} = (V_y/W_T)*g = S_{a_y} = 497.7605416 \text{ cm/seg}^2$$

$$S_{a_u} = (V_y/W_T)*R\mu g = S_{a_u} = 781.5338433 \text{ cm/seg}^2$$

con:  $V_y = 307003.074 \text{ kg}$   $S_{a \text{ max/g}} = 0.796670584$

$$W_T = 605050 \text{ kg}$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$I_{DF}(S_{a_y}) = 0.05 \quad I_{DF}(S_{a_{pu}}) = 0.99$$

con:  $S_{a_{pu}} = 0.95S_{a_u} = 742.45715 \text{ cm/seg}^2$

$m = -5.69734/\ln(S_{a_y}/S_{a_{pu}}) =$	14.2488
--	---------

$a = \ln(0.99)/(S_{a_y}/S_{a_u})^m =$	6.2218
---------------------------------------	--------

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-au^n} \quad \text{con:} \quad n = m$$

$$u = S_{a_i}/S_{a_u}$$

$S_{a_i}$  es la aceleración demandada real en el puente del espectro = 735.75 cm/seg<sup>2</sup>

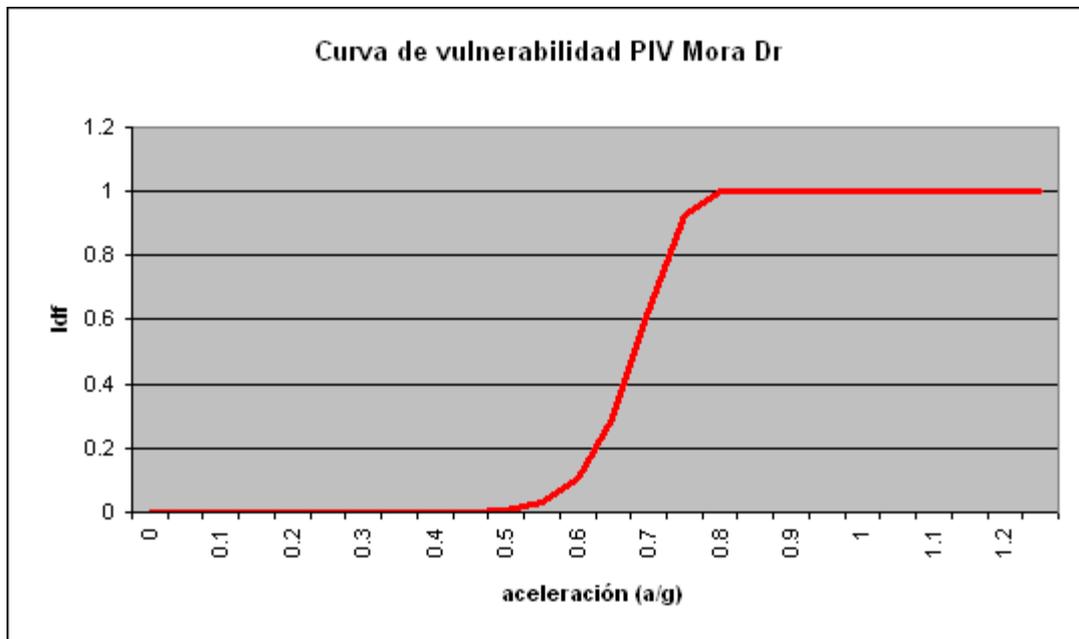
De los resultados tenemos  $S_{a \text{ max}} = 781.5338433 \text{ cm/seg}^2$

$$I_{DF}(S_{a_i}) = 1 - e^{-a(S_{a_i}/S_{a_u})^m} \quad \text{para } T_{cr} = 0.32 \text{ seg}$$

$I_{DF}(S_{a_i}) =$	<b>0.9281</b>
---------------------	---------------

g	Idf
0	0
0.05	0.0000
0.1	0.0000
0.15	0.0000
0.2	0.0000
0.25	0.0000
0.3	0.0000
0.35	0.0001
0.4	0.0003
0.45	0.0018
0.5	0.0081
0.55	0.0312
0.6	0.1037
0.65	0.2901
0.7	0.6265
0.75	0.9281
0.8	0.9986
0.85	1.0000
0.9	1.0000
0.95	1.0000
1	1.0000
1.05	1.0000
1.1	1.0000
1.15	1.0000
1.2	1.0000
1.25	1.0000

Idf	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
< 0.05	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq a \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < a \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < a < 0.95$	Severo	Alto
$\geq 0.95$	Completo	Muy alto



#### 4.- Revisión por capacidad de resistencia de la columna

Siguiendo el método de análisis sísmico comúnmente utilizado en México por los diseñadores de puentes, (Galindo, 1995) se tiene:

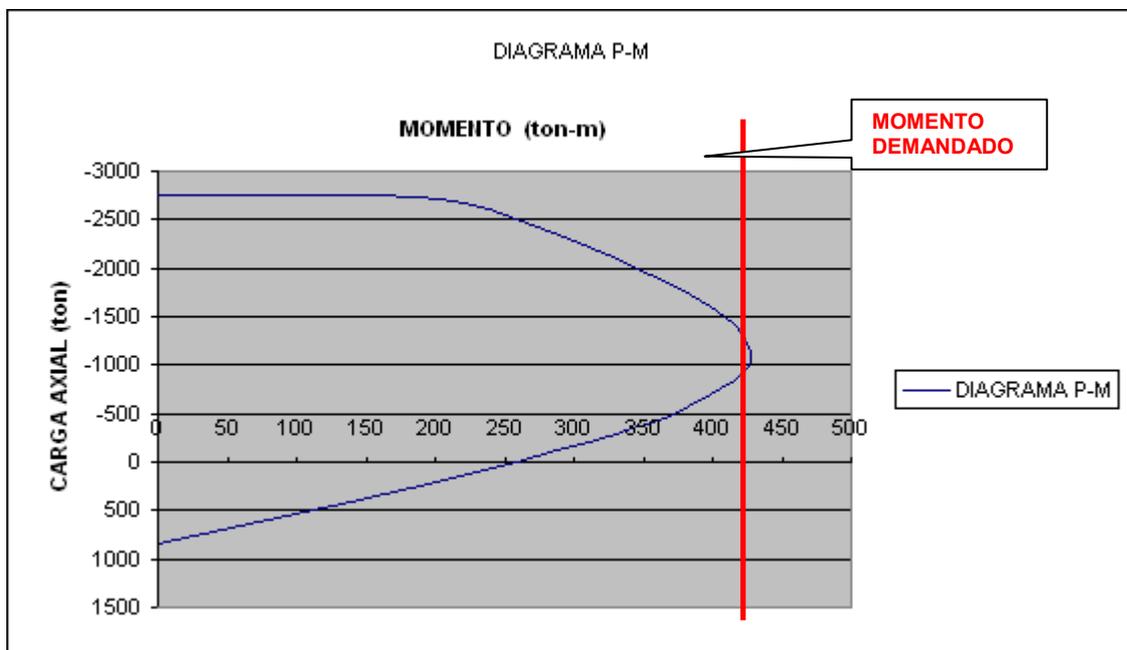
W<sub>super</sub> = 560.2 ton  
 W<sub>cabez</sub> = 0 ton  
 W<sub>column</sub> = 44.85 ton  
 T<sub>cr</sub> = 0.22 seg (Obtenido con SAP2000 v11, ver figura 4.14)

Ya que se considera un marco se considera un Q= 4

Del espectro de aceleración de sitio se tiene c= 0.88

	W (ton)	V (ton)	h (m)	M (ton-m)
Superestructura + Cabezal	560.20	123.24	6.4	394.4
Columna	44.85	9.87	4	19.7
	Σ=	133.11		414.1

De análisis de la sección de la columna se obtiene con SAP2000 v.11 el siguiente diagrama de interacción Momento-Carga axial.

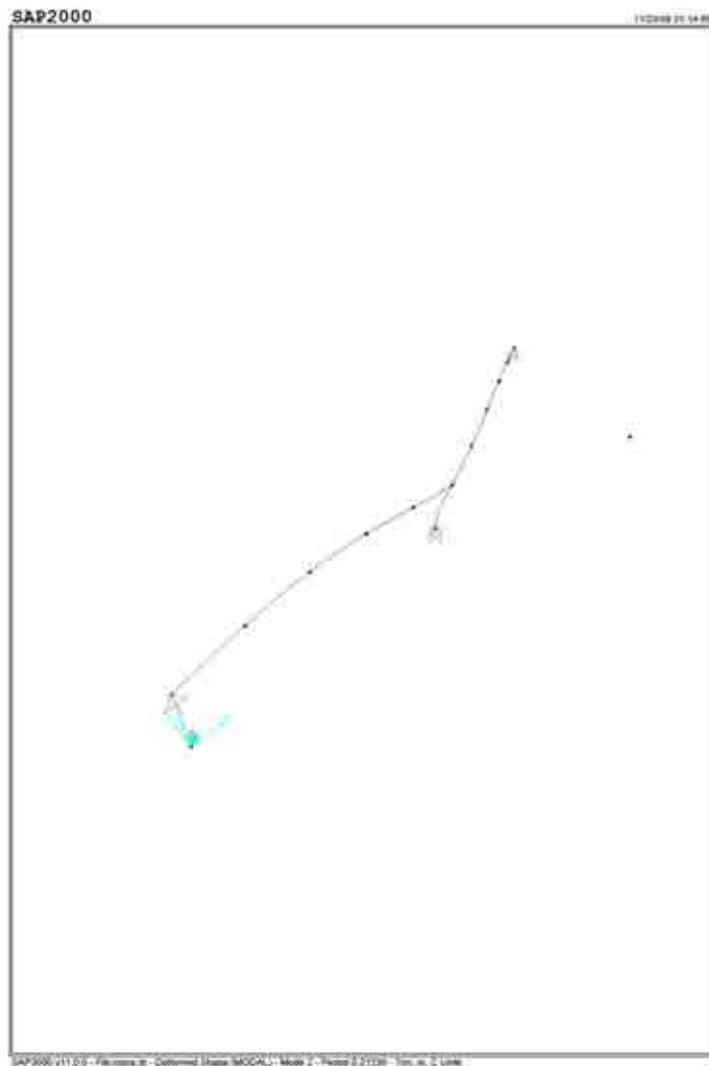


Del diagrama se observa que el momento demandado (414.1 ton-m) está prácticamente al límite de la capacidad de la sección (427.37 ton-m); por lo tanto la columna sufrirá un daño severo pero no llegará al colapso.

### 5.- Comparación del Índice de daño físico contra daños reales obtenidos

	<b>Evaluación realizada</b>	<b>Resultado</b>	<b>Interpretación</b>
a)	Índice de daño físico	$I_{df} = 0.928$	<b>DAÑO SEVERO NO HAY COLAPSO</b>
b)	Análisis de sección:	$M_r > \text{Momento demandado}$	

Se observa que los resultados obtenidos de las dos evaluaciones realizadas son congruentes con el daño real que presentó la estructura.



**FIGURA 4.14 MODELO DEL PIV MORA DRIVE**

IV.4 Análisis de resultados

<b>ESTRUCTURA</b>	<b>ÍNDICE DE DAÑO FÍSICO (Idf) OBTENIDO CON LA METODOLOGÍA DE RIVERA</b>	<b>DAÑO REAL OBSERVADO</b>	<b>CRITERIOS DE ADAPTACIÓN</b>
Hanshin Expressway	1.0 (Daño completo)	Colapso total.	
PIV SR118 Ruffner Ave.	0.07 (Daño ligero)	Desconchamiento del concreto en las columnas centrales.	Las columnas del puente tienen sección octogonal. Para fines de modelado y análisis se utilizó una sección circular equivalente.
PIV Mora Drive	0.92 (Daño severo)	Grietas anchas de hasta 15 cm de profundidad que comenzaban en el lado norte de la cimentación y se extendían hasta una altura de 3 metros del lado sur de la columna.	La columna del puente tiene sección oblonga. Para fines de modelado y análisis se utilizó una sección rectangular equivalente.

**TABLA 4.2 RESUMEN DE ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA EFECTOS DE CALIBRACIÓN**

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

De la tabla presentada puede apreciarse que existe congruencia entre los valores del índice de daño físico obtenido numéricamente con el daño real observado en las estructuras, sin embargo es importante hacer algunos comentarios:

En el Hanshin Expressway el daño físico es incuestionable, un colapso de la estructura que en términos de vulnerabilidad se cataloga como muy alto. De hecho esta alta vulnerabilidad se había detectado en 1991 y se determinó iniciar su reforzamiento en tres años; al momento de la ocurrencia del sismo en 1995 algunas de las columnas del viaducto se habían ya reforzado mediante un encamisado de acero, lo que aparentemente influyó en que solamente una longitud de 18 claros colapsara, Kawashima K. (2000).

Un aspecto importante de resaltar es que esta estructura se terminó de construir en 1969; de acuerdo con Rivera (2007), los puentes construidos antes de 1972 presentan un refuerzo de confinamiento pobre lo que los hace muy vulnerables si se ubican en una zona de alta sismicidad.

En el Ruffer Ave. Overcrossing el daño físico fue moderado, de hecho las columnas se repararon con relativa facilidad y el puente siguió operando, University of California (2005).

Dos aspectos importantes resaltan; primero, si bien esta estructura se diseñó en 1971, tiene un confinamiento generoso (#5 @ 9 cm) que considerando la sección de las columnas resulta en una cuantía de refuerzo transversal similar a la requerida por los códigos actuales, University of California

(2005). Segundo, la geometría en conjunto de la estructura es compacta, esto es que no tiene un cambio brusco de masas o rigideces y la relación de aspecto de las columnas ( $H/D$ ) es menor a cuatro; aunado a esto la pila central es un marco formado por las dos columnas centrales y la superestructura. De acuerdo a Rivera (2007), la distorsión de fluencia ( $\gamma_y$ ) en columnas que forman marco es aproximadamente la mitad de la que presentan las columnas en voladizo, lo que le da a las primeras mayor ductilidad; además que en una columna que se deforma en doble curvatura la rigidez ( $K$ ) es cuatro veces mayor a una que se deforma en curvatura simple. Es importante mencionar que, aunque la aplicación de Rivera arrojó un daño ligero de acuerdo al  $I_{DF}$  obtenido, el desconchamiento del concreto pudiera ser interpretado como un daño moderado ya que el refuerzo queda expuesto.

En el Mora Drive Overcrossing el daño aparentemente no fue considerable, sin embargo esta columna debió reforzarse mediante un encamisado de acero, así mismo se incrementó el espesor de la zapata, University of California (2005). Un aspecto importante resalta, la geometría en conjunto del puente no es regular por varias razones: el puente se ubica en una curva vertical lo que genera un grado de esviajamiento variable en toda su longitud, esta geometría curva induce efectos de torsión en la columna que definitivamente influye en su capacidad estructural; la columna tiene un cambio brusco en su anchura, de 180 cm en la base a 622 cm en el tope, esto implica una mayor concentración de masa en la parte superior mayor a un tercio del total de la columna.

Rivera (2007) menciona que su metodología es limitada a puentes de geometría sencilla, sin embargo el índice de daño físico que se obtuvo ( $I_{df} = 0.92$ ) puede considerarse congruente con los daños reales observados si se toma en cuenta el nivel de reforzamiento que se realizó en la columna.

De lo anotado anteriormente se puede concluir que los resultados obtenidos con la metodología de Rivera (2007) son confiables, al menos con los tres casos revisados en este trabajo.

## CAPITULO V. CASOS DE APLICACIÓN

### V.1 Evaluación de estructuras existentes

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, o estructura similar, existente es la meta principal de toda metodología que para ese fin se haya desarrollado. A lo largo de este trabajo se han anotado algunas de las muchas razones por las que un puente debe permanecer en servicio después de un sismo, así como lo complejo que puede resultar su evaluación sísmica más aún si no se dispone de los recursos para llevar esta tarea y si se considera la gran cantidad de estructuras existentes en una ciudad.

Con lo antes expuesto se presenta en este subcapítulo la aplicación de la metodología desarrollada por Rivera a las columnas del paso superior vehicular (PSV) ubicado en el circuito interior sobre la avenida México-Tacuba.

En este ejercicio se utilizará la metodología de Rivera (2007), definiendo parámetros a partir de una inspección ocular de la estructura y de las guías que esta metodología proporciona para la obtención de datos no disponibles; esto con el fin de ilustrar las bondades de esta metodología para su aplicación rápida y cuando se carece de información técnica certificada.

#### PSV CIRCUITO INTERIOR SOBRE CALZADA MEXICO-TACUBA

##### 1.- Descripción de la estructura

Este PSV se localiza en el Circuito Interior en el poniente de la Ciudad de México sobre la calzada México-Tacuba. Estructuralmente son dos tramos tipo dovela que se soportan en marcos de concreto reforzado, (figura 5.1). El claro central esta simplemente apoyado en los extremos de las dovelas. Las dovelas están hechas de concreto reforzado en sección cajón; mientras que el tramo en volado está construido monolíticamente a base de traveses y losa de concreto reforzado. El ancho total del puente es de 22.6 m y alberga seis carriles de circulación mas un muro divisorio al centro y guarniciones y parapetos en los extremos. El gálibo en la calzada México-Tacuba es de 5.2 metros de altura (figuras 5.2, 5.3 y 5.4).



FIGURA 5.1 PSV EN CIRCUITO INTERIOR SOBRE CALZADA MÉXICO-TACUBA

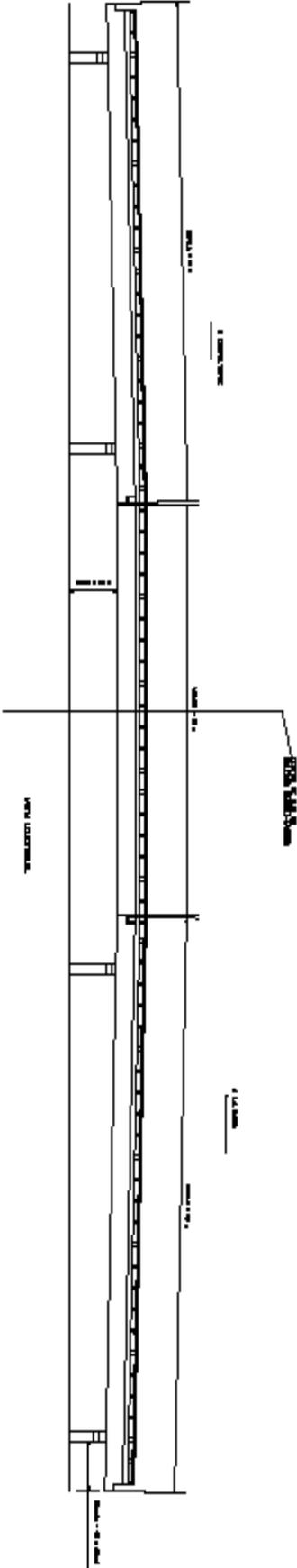


FIGURA 5.2 VISTA LONGITUDINAL DEL PSV EN CIRCUITO INTERIOR SOBRE CALZADA MÉXICO-TACUBA

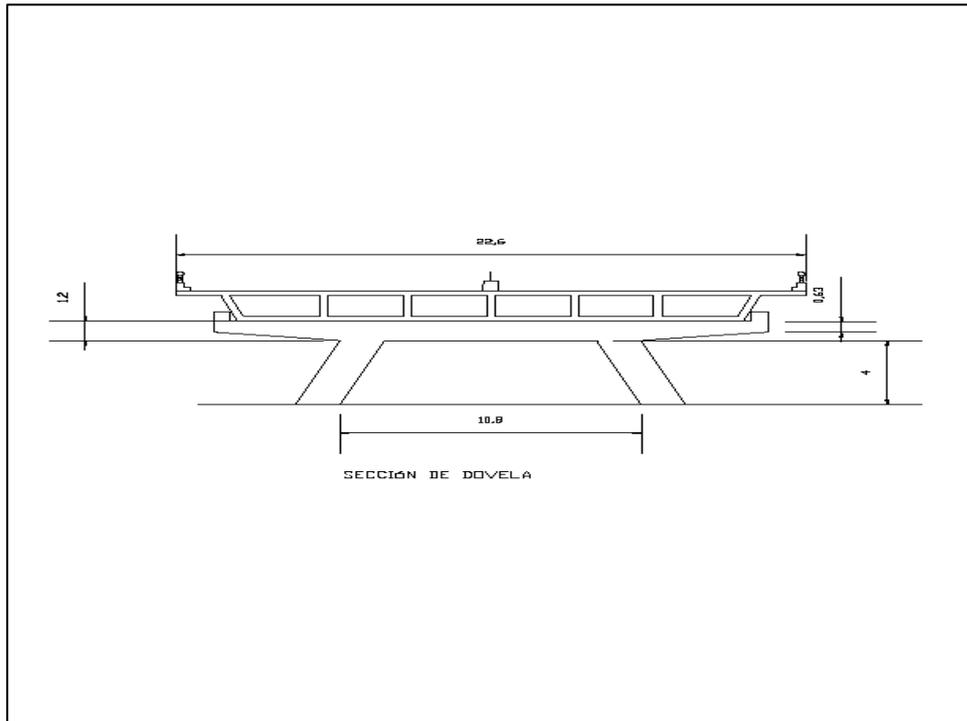


FIGURA 5.3 SECCIÓN TRASVERSAL DEL PSV EN DOVELAS

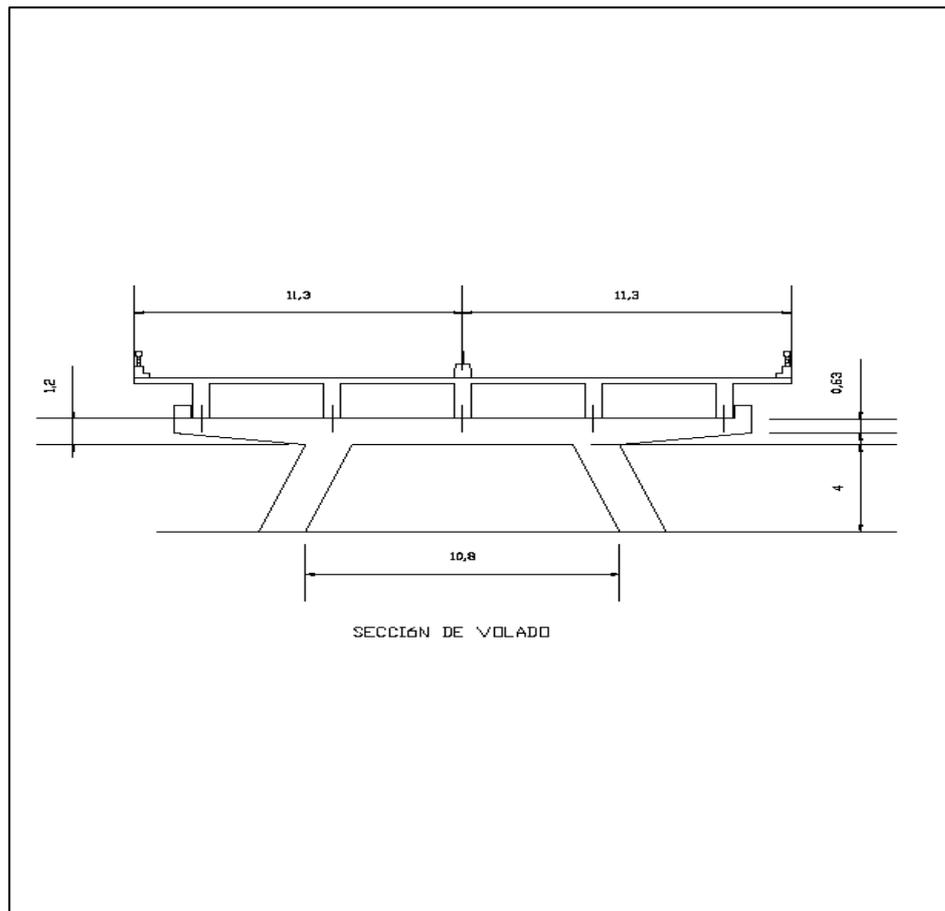


FIGURA 5.4 SECCIÓN TRASVERSAL DEL PSV EN VOLADO

Los marcos que forman la subestructura son marcos de concreto reforzado con columnas de sección rectangular de 1.0 x 1.60 m, mientras que la trabe tiene 1.20 m de peralte por 1.0 m de base. En las figuras 5.3 y 5.4 pueden verse con más detalle los elementos estructurales.

Esta estructura fue construida a mediados de los años setentas, por lo que se utilizaran los parámetros propuestos por Rivera (2007) para estimar los armados y resistencia de los materiales.

Considerando la estructura como construida entre 1972 y 1992 tenemos:

- 1.- Cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_l$ ) = 0.02
- 2.- Cuantía de refuerzo transversal ( $\rho_t$ ) = 0.005 con  $\lambda_e = 0.003$   
(por ser las columnas de sección rectangular)
- 3.- Resistencia del concreto  $f'_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>
- 4.- Del catalogo para puentes a base de marcos cimentados sobre suelo firme (\*) y con una relación de aspecto  $H/2L = 4.0/2 \times 1.6 = 1.25$ , (se usara  $H/2L = 3$ ):

Se obtienen los siguientes valores:

$$m = 2.661$$

$$a = 3.433$$

$$S_{amax}/g = 2.54$$

$$T_{cr} = 0.59$$

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.433(Sa/2491.74)^{2.661}}$$

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del DF, (GDF, 2004), para fines de diseño por sismo (figura 5.5), el PSV en estudio se ubica en zona IIIa, con:

$$c = 0.4$$

$$a_0 = 0.1$$

$$T_a = 0.53$$

$$T_b = 1.8$$

$$r = 2$$

Ya que  $T_{cr} = 0.59$                        $a = c$

$$a = 0.40g = 392.4$$

Incrementando esto en un 50% por considerar el puente como tipo A

$$S_a = 1.5 \times 392.4 = 588.6$$

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.433(588.6/2491.74)^{2.661}}$$

$$I_{DF} = 0.07$$

$I_{DF}$	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
<b>&lt; 0.05</b>	<b>Nulo</b>	<b>Muy bajo</b>
<b><math>0.05 \leq a \leq 0.15</math></b>	<b>Ligero</b>	<b>Bajo</b>
<b><math>0.15 &lt; a \leq 0.40</math></b>	<b>Moderado</b>	<b>Medio</b>
<b><math>0.40 &lt; a &lt; 0.95</math></b>	<b>Severo</b>	<b>Alto</b>
<b><math>\geq 0.95</math></b>	<b>Completo</b>	<b>Muy alto</b>

Del  $I_{DF}$  obtenido se observa que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, por lo que es propensa a sufrir un daño ligero al verse sometida a un sismo de gran magnitud. Si consideramos que esta estructura resistió el sismo de 1985, sin que se reportaran daños en ella, vemos que los valores obtenidos son congruentes.

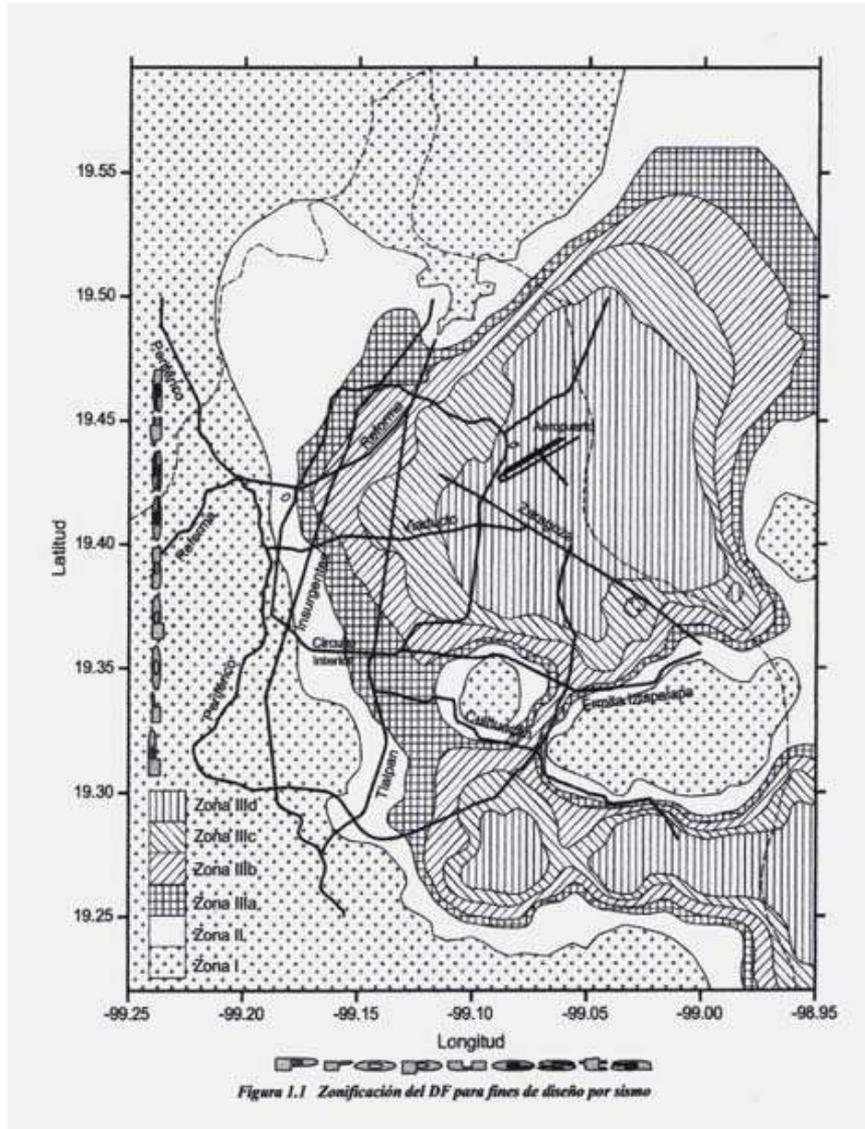


FIGURA 5.5 ZONIFICACIÓN DEL DF PARA FINES DE DISEÑO POR SISMO

(\*) Se consideró suelo firme sólo para fines ilustrativos de la metodología de Rivera (2007), en la cual no se consideran los efectos suelo-estructura.

## V.2 Revisión de proyectos nuevos

Si bien la metodología de Rivera (2007) se avoca a la evaluación simplificada de estructuras existentes, considero apropiado presentar el siguiente ejercicio en el cual se aplica dicha metodología a un proyecto de estructura nueva.

La estructura considerada es el paso inferior de ferrocarril (PIF) Independencia, el cual es uno de las estructuras proyectadas para dar vía franca al tren suburbano Buenavista-Cuatlilán, (GEM, S/F).

A continuación se presenta el plano general de la estructura en mención así como la memoria de cálculo de las columnas que forman la subestructura.

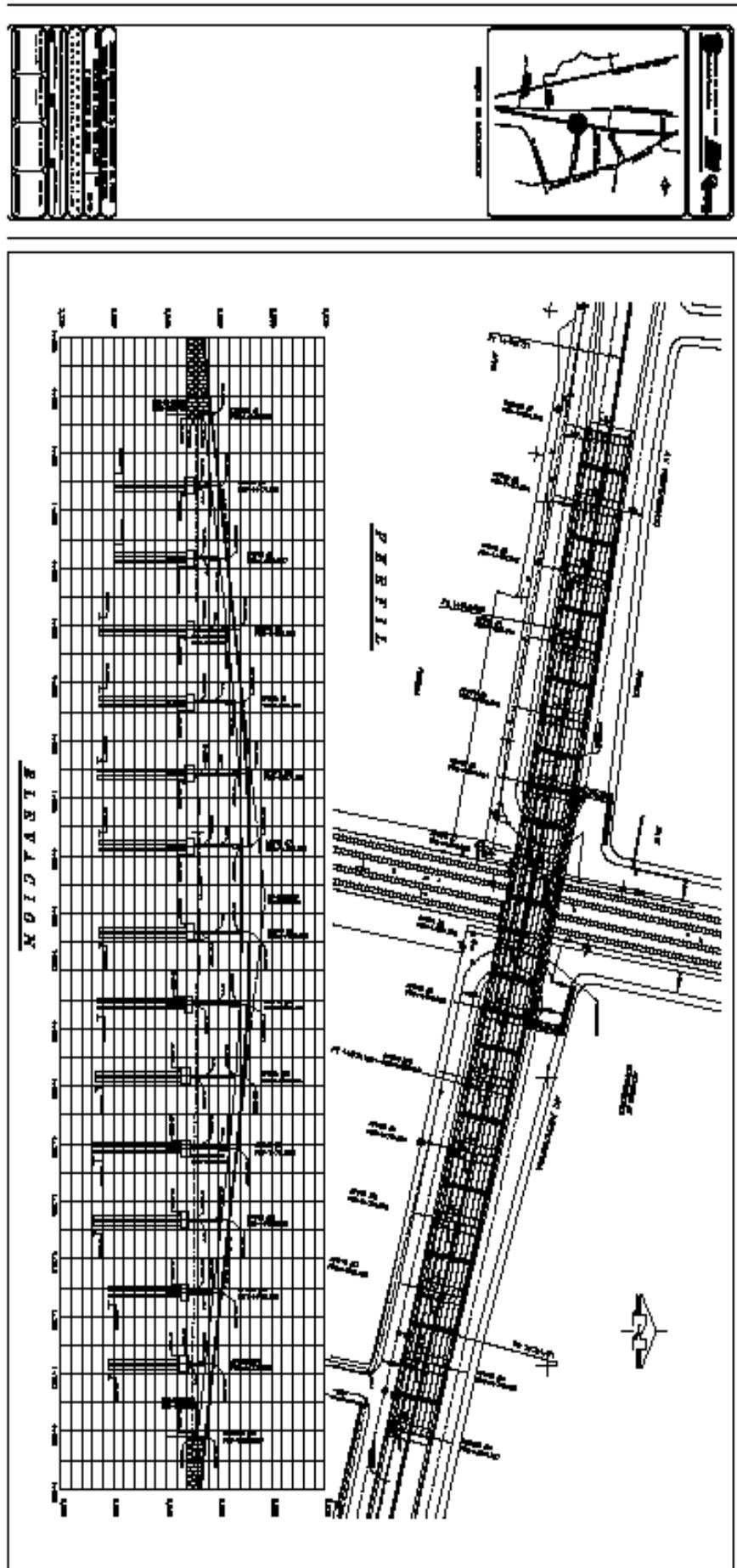


FIGURA 5.6 PLANTA Y ELEVACIÓN DEL PIF INDEPENDENCIA

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**CIVIL-ESTRUCTURAL**

**PUENTE VEHICULAR DE "AV. INDEPENDENCIA" EN TULTITLAN, EDO. DE MEXICO**

**Estructura grupo "A"**  
**Zona sísmica "B"**

**Terreno tipo I por desplantar con pilas a h=19m.**

$$C = 0.14$$

$$Q = 2$$

$$a_0 = 0.08$$

$$C_s = \frac{0.14 \times 1.5}{2} = 0.105$$

$$t_a = 0.30$$

$$t_b = 1.50$$

$$r = 2/3$$

**Concreto  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  Clase 1**

**Carga viva T3 – S2 – R4 ( Tractor de 3 ejes con Semirremolque de 2 ejes y Remolque de 4 ejes ).**

**W=18,000 kg por eje.**

- Referencia:**
- a) RCGDF. 87
  - b) ACI 318 - 83
  - c) AHMSA ( 2da. Edición )
  - d) Especificaciones del AASHTO – 98
  - e) Manual de obras civiles CFE – 94

**CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES.**

**De acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizada en el año 2004. El puente estará estructurado como sigue:**

**Será de un claro con vigas presforzadas tipo cajón con un claro de  $L= 30.00 \text{ m}$  y 12 claros de  $25 \text{ m}$  cada uno, soportado en sus extremos por estribos a base de un cabezal, apoyado sobre unas columnas las cuales serán soportadas por una trabe unión, soportada por 8 pilastrones de  $\phi=1.20 \text{ m}$  desplantados a una profundidad de  $h=19.0\text{m}$  a partir del terreno natural, ambos elementos serán de concreto reforzado de  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$**

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABEZAL PARA C-1, C-2 Y C-3**

**Bajada de cargas ( por apoyo )**

**Carga viva para una longitud de L= 25.0 m**  
 $W=49.34 \text{ ton} \times 4 \text{ vías de circulación} = 197.36 \text{ ton.}$

**Carga muerta .- trabe tipo cajón W=1520.0 kg/ml**  
 $W=1520.0 \text{ kg/ml} \times 25.0 \text{ m} = 38,000.0 \text{ kg} \times 8 \text{ trabes}$   
 $W=304,000.0 \text{ kg} / 2 = 152,000.0 \text{ kg} = 152.0 \text{ ton}$

**Losa de rodamiento**  $A=17.0 \times 25.0 = 425.0 \text{ m}^2$   
 $V=425.0 \text{ m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 85.00 \text{ m}^3$   
 $W= 85.0 \times 2.4 = 204.0 \text{ ton} / 2 = 102.0 \text{ ton}$

**Banqueta = ( 1.0 x 0.20 x 25 ) 2.4 = 12.0 ton x 3 banquetas =36.0 ton/2 = 18.0 ton.**  
**Parapeto = 0.180 ton/ml x 25.0m = 4.5 ton x 2 parapetos = 9.0 ton/2 =4.5 ton.**  
**Carga viva sobre banqueta W= 350.0 kg/ml x 1.0 = 350 kg/ml**  
 $W=350.0 \text{ kg/ml} \times 25 \text{ m} = 8750.0\text{kg} \times 2 \text{ banquetas.}$   
 $=17,500.0\text{kg}=17.50 \text{ ton} /2=8.75 \text{ ton.}$

**Carpeta asfáltica**

$V= 425.0 \text{ m}^3 \times 0.08 = 34.0 \text{ m}^3$   
 $W= 34.0 \times 1.8 = 61.20 \text{ ton} / 2 = 30.60 \text{ ton}$

Para un claro de 25/2m + otro claro de 25/2m

**Suma de cargas:**

$$\sum W = 197.36 \times 1.3 + 152.0 \times 1.1 + 102.0 \times 1.4 + 18.0 \times 1.4 + 4.50 \times 1.4 + 8.75 \times 1.4 + 30.60 \times 1.4.$$

$$\sum W = 256.56 + 167.20 + 142.80 + 25.20 + 6.30 + 12.25 + 42.84 = 653.15 \text{ ton.}$$

= 653.15 ton

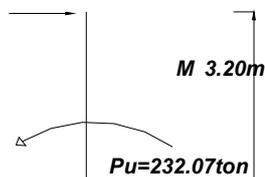
**Cabecal = 33.32-0.686=32.634x2.4=78.32ton**  
 $78.32 \times 1.1 = 86.152 \text{ ton}$

$$\sum W = 739.30 + 653.15 \text{ ton} = 1392.45 \text{ ton} \text{ para los ejes de la columna se tomará el tramo de } 25 + 25$$

**Análisis y diseño de la columna C-1 se propone de :**

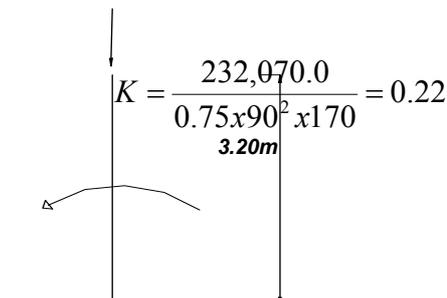
**Columnas  $\phi = 1.0$   $F_h = 1392.45 \times 0.105 = 146.207 \text{ ton.}$**

$F_h = 146.20 \text{ ton} / 6 = 24.36 \text{ ton.}$



$ME = 24.36 \text{ ton} \times 3.20 = 77.95 \text{ ton-m}$

$ME = 77.95 \text{ ton-m}$



$$K = \frac{232,070.0}{0.75 \times 90^2 \times 170} = 0.22$$

$$\frac{d}{D} = \frac{90}{100} = 0.90$$

$$e = \frac{77,950.0 \text{ kg} - \text{m}}{232,070.0 \text{ kg}} = 0.34 \text{ m}$$

$$e/D = \frac{0.34}{1.0} = 0.34$$

$$q = 0.10 \quad P = 0.10 \frac{170}{4200} = 0.003$$

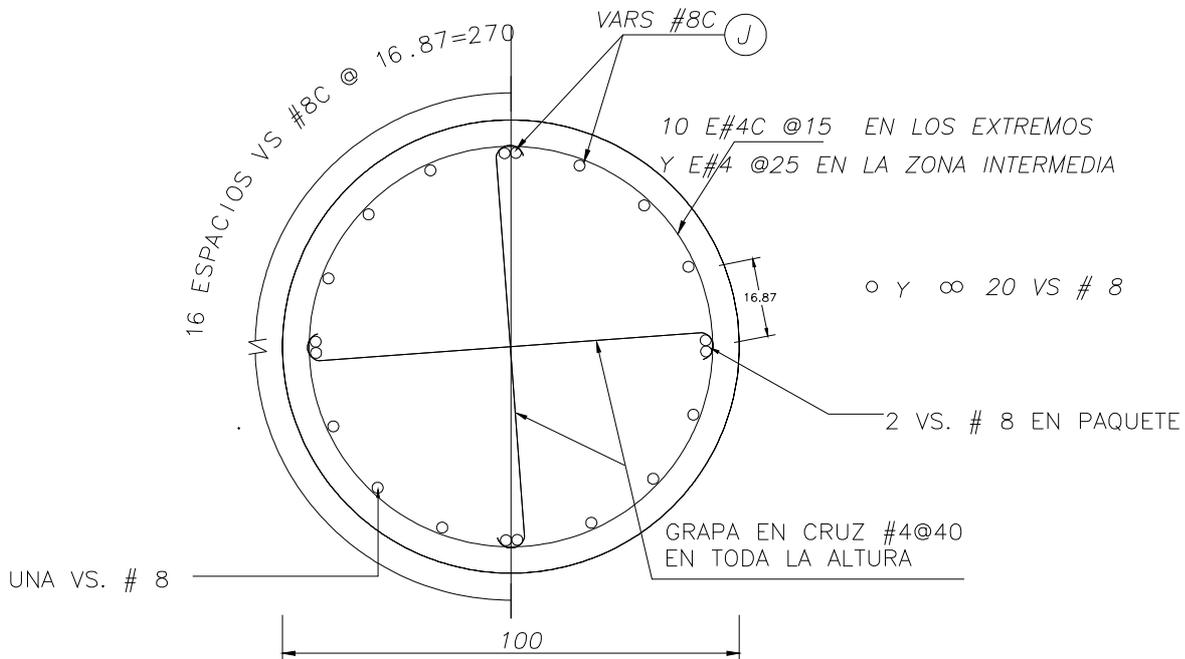
$$As = 0.01 \times 93^2 = 86.49$$

20 Vars. # 8

$$R = V = 24,360.0 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{24,360.0}{93^2} = 2.81 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Para un claro de 25/2m + otro claro de 25/2m



## REFUERZO EN COLUMNA C-1

Suma de cargas:

$$\sum W = 197.36 \times 1.3 + 152.0 \times 1.1 + 102.0 \times 1.4 + 18.0 \times 1.4 + 4.50 \times 1.4 + 8.75 \times 1.4 + 30.60 \times 1.4$$

$$\sum W = 256.56 + 167.20 + 142.80 + 25.20 + 6.30 + 12.25 + 42.84 = 653.15 \text{ ton.}$$

$$= \underline{653.15 \text{ ton}}$$

$$\text{Cabezal} = 33.32 - 0.686 = 32.634 \times 2.4 = 78.32 \text{ ton}$$

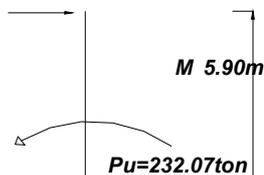
$$78.32 \times 1.1 = 86.152 \text{ ton}$$

$$\sum W = 739.30 + 653.15 \text{ ton} = 1392.45 \text{ ton} \text{ para los ejes de la columna se tomará el tramo de } 25 + 25$$

Análisis y diseño de la columna C-2 se propone de :

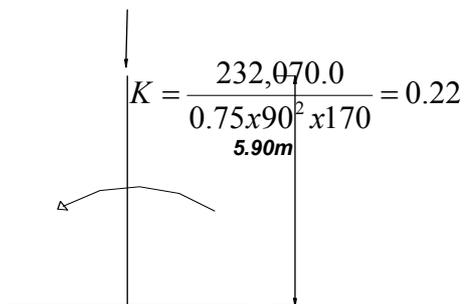
Columnas  $\phi = 1.0$   $F_h = 1392.45 \times 0.105 = 146.207 \text{ ton.}$

$$F_h = 146.20 \text{ ton} / 6 = 24.36 \text{ ton.}$$



$$ME = 24.36 \text{ ton} \times 5.90 = 143.72 \text{ ton-m}$$

$$ME = 143.72 \text{ ton-m}$$



$$\frac{d}{D} = \frac{90}{100} = 0.90$$

$$e = \frac{143,720.0 \text{ kg-m}}{232,070.0 \text{ kg}} = 0.61 \text{ m}$$

$$e/D = \frac{0.61}{1.0} = 0.61$$

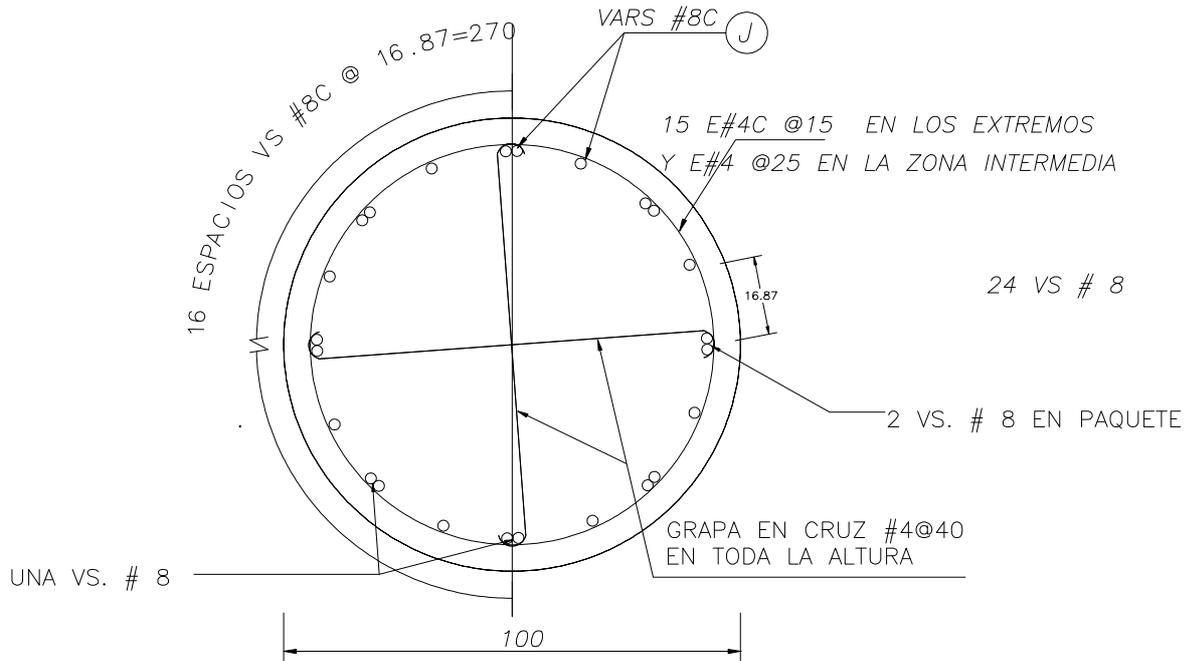
$$q = 0.30 \quad P = 0.30 \frac{170}{4200} = 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 93^2 = 103.78$$

24 Vars. # 8

$$R = V = 24,360.0 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{24,360.0}{93^2} = 3.12 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



## REFUERZO EN COLUMNA C-2

Para un claro de 25/2m + otro claro de 25/2.m

Suma de cargas:

$$\sum W = 197.36 \times 1.3 + 152.0 \times 1.1 + 102.0 \times 1.4 + 18.0 \times 1.4 + 4.50 \times 1.4 + 8.75 \times 1.4 + 30.60 \times 1.4$$

$$\sum W = 256.56 + 167.20 + 142.80 + 25.20 + 6.30 + 12.25 + 42.84 = 653.15 \text{ ton.}$$

**= 653.15 ton**

$$\text{Cabezal} = 33.32 - 0.686 = 32.634 \times 2.4 = 78.32 \text{ ton}$$

$$78.32 \times 1.1 = 86.152 \text{ ton}$$

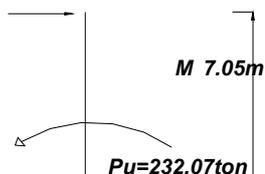
$$\sum W = 739.30 + 653.15 \text{ ton} = 1392.45 \text{ ton}$$

para los ejes de la columna se tomará el tramo de 25 + 25

Análisis y diseño de la columna C-3 se propone de :

Columnas  $\phi = 1.0$        $F_h = 1392.45 \times 0.105 = 146.207 \text{ ton.}$

$$F_h = 146.20 \text{ ton} / 6 = 24.36 \text{ ton.}$$



$$ME = 24.36 \text{ ton} \times 7.05 = 171.88 \text{ ton-m}$$

$$ME = 171.88 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{232,070.0}{0.75 \times 90^2 \times 170} = 0.22$$

7.05m

$$\frac{d}{D} = \frac{90}{100} = 0.90$$

$$e = \frac{171,880.0 \text{ kg} \cdot \text{m}}{232,070.0 \text{ kg}} = 0.74 \text{ m}$$

$$e/D = \frac{0.74}{1.0} = 0.74$$

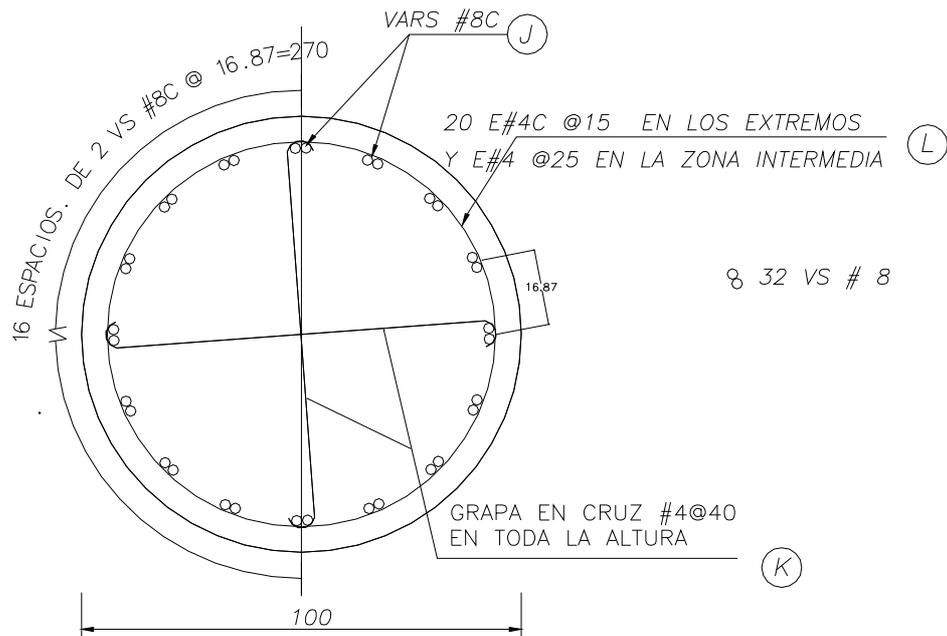
$$q = 0.40 \quad P = 0.40 \frac{170}{4200} = 0.016$$

$$A_s = 0.016 \times 93^2 = 138.38$$

30 Vars. # 8

$$R = V = 27,040.0 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{27,040.0}{93^2} = 3.12 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



## REFUERZO EN COLUMNA C-3

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABEZAL PARA C-4**

**Bajada de cargas ( por apoyo )**

Carga viva para una longitud de  $L= 30.0\text{ m}$   
 $W=54.0\text{ ton} \times 4\text{ vías de circulación} = 216.00\text{ ton.}$

Carga muerta .- trabe tipo cajón  $W=1520.0\text{ kg/ml}$   
 $W=1520.0\text{ kg/ml} \times 30.0\text{ m} = 45600.0\text{ kg} \times 8\text{ trabes}$   
 $W=364,800.0\text{ kg} / 2 = 182,400.0\text{ kg} = 182.4\text{ ton}$

Losa de rodamiento  $A=17.0 \times 30.0 = 510.0\text{ m}^2$   
 $V=510.0\text{ m}^2 \times 0.20\text{ m} = 102.00\text{ m}^3$   
 $W= 102.0 \times 2.4 = 244.80\text{ ton} / 2 = 122.40\text{ ton}$

Banqueta =  $( 1.0 \times 0.20 \times 30 ) 2.4 = 14.40\text{ ton} \times 3\text{ banquetas} = 43.20\text{ ton} / 2 = 21.60\text{ ton.}$   
 Parapeto =  $0.180\text{ ton/ml} \times 30.0\text{ m} = 5.4\text{ ton} \times 2\text{ parapetos} = 10.80\text{ ton} / 2 = 5.40\text{ ton.}$   
 Carga viva sobre banqueta  $W= 350.0\text{ kg/ml} \times 1.0 = 350\text{ kg/ml}$   
 $W=350.0\text{ kg/ml} \times 30\text{ m} = 10,500\text{ kg} \times 2\text{ banquetas.}$   
 $= 21,000\text{ kg} = 21.0\text{ ton} / 2 = 10.5\text{ ton.}$

**Carpeta asfáltica**

$V= 510.0\text{ m}^3 \times 0.08 = 40.80\text{ m}^3$   
 $W= 40.80 \times 1.8 = 73.44\text{ ton} / 2 = 36.72\text{ ton}$

Para un claro de 30/2m + otro claro de 25/2.m

**Suma de cargas:**

$$\sum W = 216.0 \times 1.3 + 182.40 \times 1.1 + 122.40 \times 1.4 + 21.60 \times 1.4 + 5.40 \times 1.4 + 10.50 \times 1.4 + 36.72 \times 1.4.$$

$$\sum W = 280.80 + 200.64 + 171.36 + 30.24 + 7.56 + 14.70 + 51.41 = 756.71\text{ ton.}$$

$$= \underline{756.71\text{ ton}}$$

$$\text{Cabezal} = 33.32 - 0.686 = 32.634 \times 2.4 = 78.32\text{ ton}$$

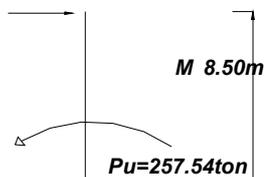
$$78.32 \times 1.1 = 86.152\text{ ton}$$

$$\sum W = 842.86 + 702.38 \underline{\text{ton}} = 1545.24\text{ ton para los ejes de la columna se tomará el tramo de 25 + 25}$$

Análisis y diseño de la columna C-4 se propone de :

Columnas  $\phi = 1.0$   $F_h = 1545.24 \times 0.105 = 162.25\text{ ton.}$

$$F_h = 162.25\text{ ton} / 6 = 27.04\text{ ton.}$$



$$ME = 27.04\text{ ton} \times 8.5 = 229.85\text{ ton-m}$$

$$ME = 229.85\text{ ton-m}$$

$$K = \frac{257,540}{0.75 \times 90^2 \times 170} = 0.25$$

$$\frac{d}{D} = \frac{90}{100} = 0.90$$

$$e = \frac{229,850.0\text{ kg} - \text{m}}{257,540.0\text{ kg}} = 0.89\text{ m}$$

$$e/D = \frac{0.89}{1.0} = 0.89$$

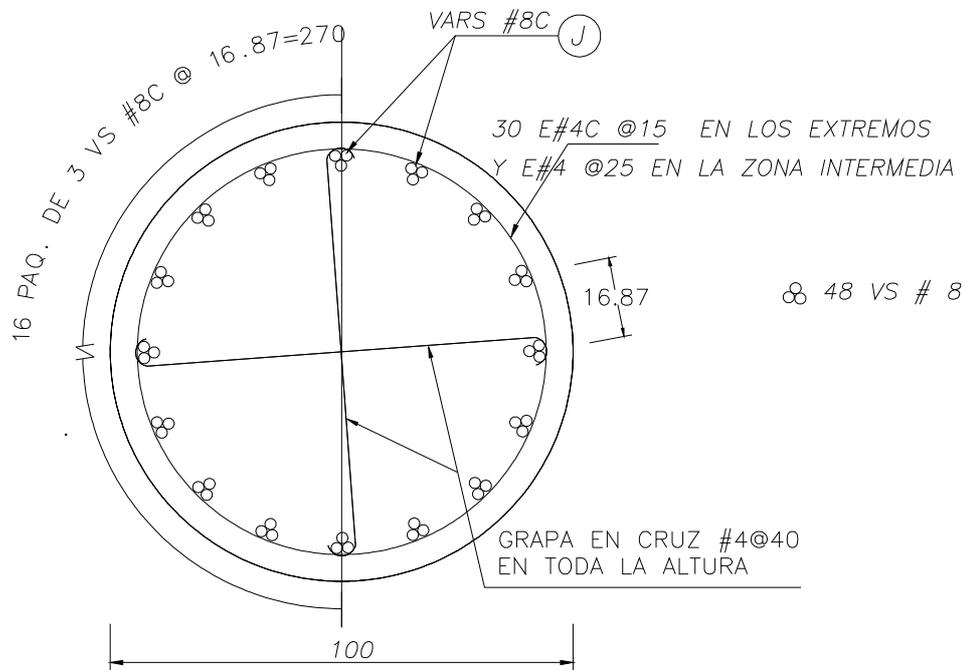
$$q = 0.62 \quad P = 0.62 \frac{170}{4200} = 0.025$$

$$A_s = 0.025 \times 93^2 = 216.22$$

42 Vars. # 8

$$R = V = 27,040.0 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{27,040.0}{93^2} = 3.98 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



## REFUERZO EN COLUMNA C-4

Del cálculo de las columnas presentado anteriormente, en la siguiente tabla se resumen los parámetros necesarios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de esta estructura de acuerdo a la metodología de Rivera (2007).

COLUMNA	ALTURA (m)	DIAMETRO (m)	CUANTIA DE REFUERZO TRANSVERSAL ( $\rho_t$ )	CUANTIA DE REFUERZO LONGITUDINAL ( $\rho_l$ )
C-1	3.20	1.00	0.0037	0.0129
C-2	5.90	1.00	0.0037	0.0155
C-3	7.05	1.00	0.0037	0.0194
C-4	8.50	1.00	0.0037	0.0271

Para todas las columnas tenemos en común los siguientes datos:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

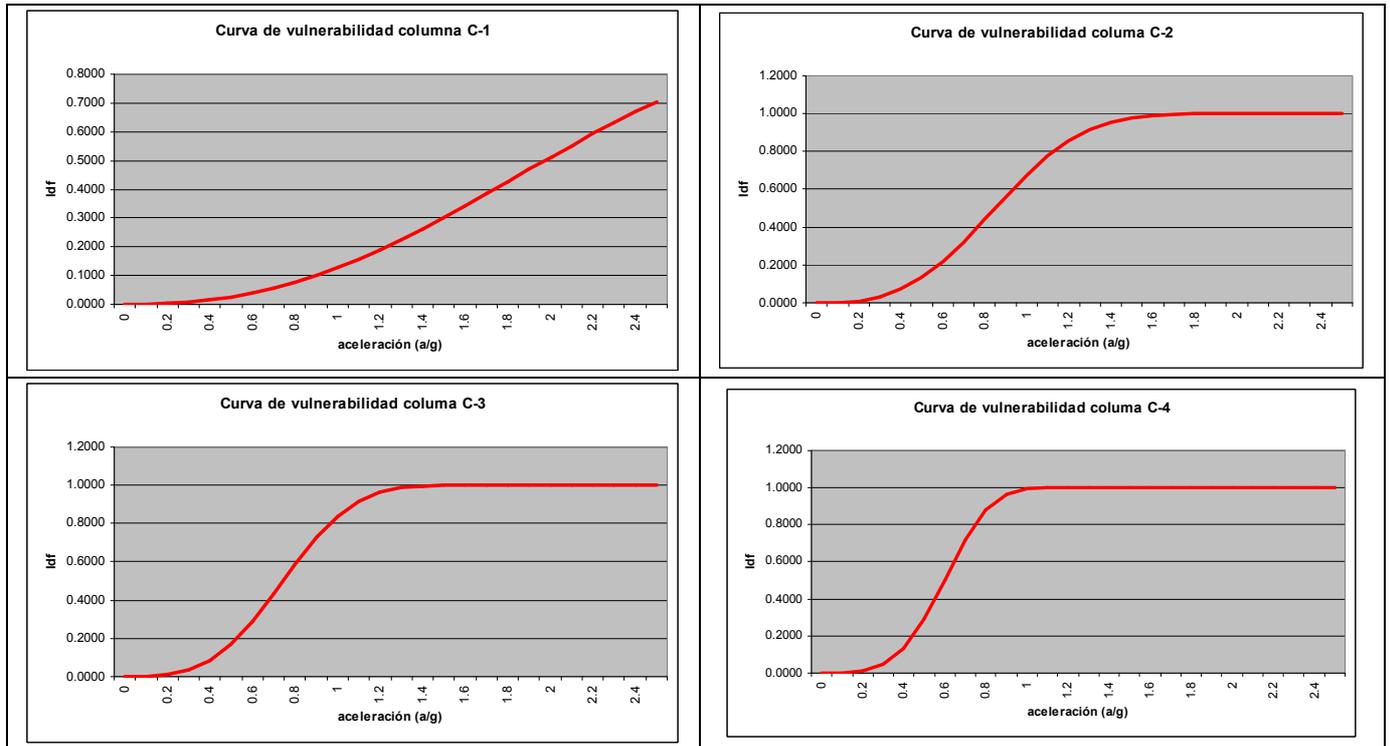
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Todas forman marcos

COLUMNA	RELACIÓN DE ASPECTO	$P_u/Agf'c$ (%)
C-1	1.60	11.82
C-2	2.95	11.82
C-3	3.52	11.82
C-4	4.25	13.12

Evaluando la vulnerabilidad sísmica para estas columnas, considerando el espectro de diseño sísmico de la NTC Sismo del Reglamento de Construcciones para el DF, se obtienen los siguientes índices de daño físico.

COLUMNA	INDICE DE DAÑO FÍSICO (IDF)	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
C-1	0.0044	NULO	MUY BAJA
C-2	0.0154	NULO	MUY BAJA
C-3	0.0167	NULO	MUY BAJA
C-4	0.0198	NULO	MUY BAJA



De los valores obtenidos se observa que las columnas y, por ende, la estructura es muy poco vulnerable ante la acción de un sismo. Este hecho se debe un gran medida a que la estructura se localizará en una zona de baja sismicidad, pues de acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Reglamento de Construcciones para el DF es zona I con un  $c = 0.16$ .

Un aspecto importante de resaltar es que la metodología utilizada permite evaluar que tan vulnerable será la estructura que se está diseñando, además permite simular esta vulnerabilidad ante diferentes parámetros; para ilustrar esta ventaja se evalúa nuevamente la columna C-4 variando los siguientes parámetros:

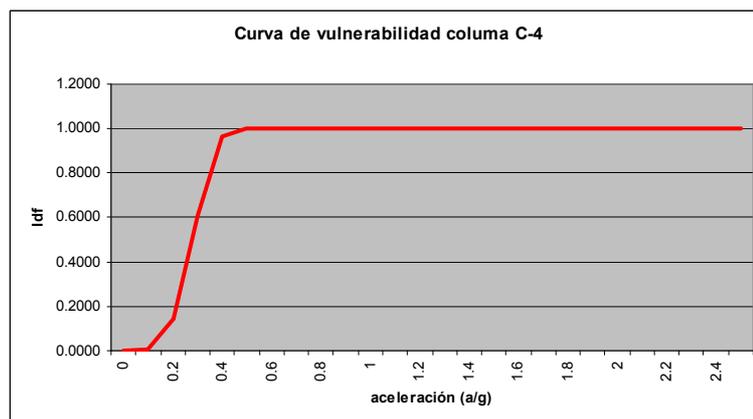
- Cuantía de refuerzo longitudinal de 0.027 a 0.0116 (18 varillas # 8)
- Cuantía de refuerzo transversal de 0.0037 a 0.002 (E# 3 @ 15 cm)

Al aplicar la metodología se obtiene:

$IDF = 0.2967$

Vulnerabilidad: Bajo

Nivel de daño: Ligero.



Como puede observarse con menos de la mitad de armado longitudinal y casi la mitad de cuantía transversal se obtiene un diseño cuya vulnerabilidad sísmica es aceptable.

El poder simular la vulnerabilidad sísmica de columnas de una manera rápida durante su etapa de diseño, permite optimizarlo con el correspondiente ahorro en materiales y en tiempo de construcción.

## CAPITULO VI. CONCLUSIONES

Dada la importancia que tienen los puentes en el sistema vial de una ciudad, es necesario mantener estas estructuras en condiciones de servicio. El colapso, en caso extremo, o el cierre de un puente por razones de inseguridad estructural lleva a cuantiosas pérdidas en horas-hombre de actividad productiva, retraso en servicios de emergencia, aumento de contaminación atmosférica, entre otros muchos daños colaterales. En este panorama resulta de suma importancia desarrollar sistemas preventivos para mantener en condiciones de operación los puentes urbanos.

Un paso inicial para mantener en condiciones de operación un puente urbano es conocer las condiciones estructurales que posee y cual será su comportamiento ante un evento sísmico, para así planear las acciones preventivas y/o correctivas necesarias para garantizar que la estructura en condiciones de operar después de ser sometida a un sismo.

La vulnerabilidad se define como la propensión de una estructura a sufrir un daño por la acción de un evento perturbador. En este sentido la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes no es una labor sencilla si se considera la gran cantidad de variantes tanto estructurales, geotécnicas, geométricas y constructivas que involucran este tipo de estructuras.

En este trabajo se ha revisado la metodología simplificada de evaluación de vulnerabilidad sísmica de columnas de concreto reforzado puentes urbanos propuesta por Rivera (2007), calibrándola con las evidencias reales de daños físicos observados en estructuras afectadas por sismos recientes. Se han mencionado también algunas de las metodologías disponibles en la literatura, presentado sus limitantes para su aplicación práctica a la realidad nacional.

Por último se presentaron algunos ejemplos de aplicación de la metodología revisada, tanto en la evaluación de estructuras existentes como en el diseño de estructuras nuevas.

## REFERENCIAS

- 1.- Aschheim y Black, (2000). Aschheim M.A. y Black, E.F. “Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitación”, Earthquake Spectra 16, 317-336.
- 2.- Calvi y Kingley, (1995). Calvi, G. y Kingsley, G. “Displacement-Based Seismic Design of Multi-degree-of freedom Bridges Structures”, Earthquake and Structural Dynamics, vol. 24, 1247-1266.
- 3.- Camata, Guido et al (2005). “Seismic Risk Assesment of an Existing Reinforcement Bridge”. Univertità di Chieffi-Pescara, Italia.
- 4.- Corsanego y Petrini, (1990). Corsanego, A y Petrini, V. “Seismic Vulnerability of Building”, Proceedings of the SEISMED 3, Trieste, Italia.
- 5.- Dolce, (1994). Dolce, M. “Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and Risk Analysis”, Rotterdam: Balkema, Proceedingd of the 10<sup>th</sup> ECEE, Viena, Austria.
- 6.- Fajfar, (1998). Fajfar, P. “Trends in Seismic Design and Performance Evaluation Approaches”, Proceedings of the eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- 7.- FEMA (2003). “HAZUS-MH-MR3, Technical Manual”. Federal Emergency Management Agency, USA.
- 8.- Freeman, (1998). Freeman, S.A. “The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design”, Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- 9.- Galindo, (1995). Galindo, A. “Diseño Sismico de Puentes en México”.
- 10.- Gallego, (2001). Gallego, M. “Diseño Sísmico por Desempeño en Colombia”. Revista de Ingeniería, Universidad de los Andes.
- 11.- GDF, (2004). Gobierno del Distrito Federal .“Norma Técnica Complementaria. Sismo”. México
- 12.- GEM, (S/F) Gobierno del Estado de México. “Proyecto Ejecutivo para la Construcción del Puente Vehicular “Independencia” localizado en Tultitlán”.
- 13.- Gómez Soberón, C. et al (2000). “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente\_Warth en Austria”, Universidad Politécnica de Barcelona, España.
- 14.- Gulkan y Sozen, (1974). Gulkan P. y Sozen, M. “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions”, ACI, 71, 604-610.
- 15.- IMT, (2001). Instituto Mexicano del Transporte, “Norma N-PRY-CAR-6-01, Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, México.
- 16.- Kawashima, K. (1998). “Seismic Design, Response Modification, and Retrofit of Bridges”, Tokio Institute of Technology, Japan.

- 17.- Kawashima, K. (2000). "Impacto of Hanshin/Awaji, Japan, Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges", Tokio Institute of Technology, Japan.
- 18.- Kowalsky, (1995). Kowalsky, M.J. et al, "Displacement-Based Design of RC Bridges Columns in Seismic Regions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 24, 1623-1643.
- 19.- Kowalsky, (2001). "A Displacement-Based Approach for the seismic Design of Continuous Concrete Bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 31, 719-747.
- 20.- Krawinkler, (1997). Krawinkler, H. "Research Issues in Performance Based Seismic Engineering" en Fajfar, P y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes", Memorias de International Conference at Bled, Slovenia, A.A., Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- 21.- Lancelin, (2000). Lancelin, L. "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio". Tesis de grado, Universidad Politécnica de Madrid.
- 22.- Lupi, G (2003). "Limitations and Performance of Different Approaches for Seismic Assessment of Existing Buildings". ROSE School, Italia.
- 23.- Moehle, (1992). Moehle, J.P. "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", Earthquake Spectra, vol. 8, No.3.
- 24.- Moehle, (1996). Moehle, J.P. "Displacement-Based Seismic Design Criteria", "Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, jun. 1996.
- 25.- Piña, F. (S/F). "Revisión y Aplicaciones de Métodos de Análisis Sísmico a Puentes Carreteros". Universidad de Santiago de Chile, República de Chile.
- 26.- Priestley, (1993). Priestley, M.J.N. "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering-Conflicts between Design and Reality", memories of Tom Paulay Symposium.
- 27.- Priestley M.J.N., Seibel F. y Calvi G.M., (1996) "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, USA.
- 28.- Poland y Hom, (1997). Poland, C y Hom, D. "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes".
- 29.- Rivera, D. (2007). "Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos", Cuadernos de Investigación No. 51, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- 30.- Rivera y Meli, (2008). "Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado", Artículo aceptado para publicación en la Revista de Ingeniería Sísmica. SMIS.
- 31.- Saatcioglu y Razui, (2002). Saatcioglu, M. y Razui, S.R. "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement", ACI Structural Journal, vol. 99, No. 1, 3-11.
- 32.- Safina, (2003). Safina, S.M. "Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- 33.- SAP2000 Nonlinear Advanced Version v.11, Copyright 1976-2007, Computer and Structures, Inc.

- 34.- Sullivan et al, (2003). “The Limitations and Performances of Different Displacement Based Design Methods”, Journal of earthquake engineering, Vol. 7, Imperial College Press, 201-241.
- 35.- Todd, Diana et al (1994). “1994 Northridge Earthquake Performance of Structures, Lifelines and Protection Systems”. National Institute of Standards and Technology Special Publication 862, USA.
- 36.- University of California (2005), Pacific Earthquake Engineering Research Center: “NGA Data Base”, Berkeley CA, USA.
- 37.- Yashinsky, Mark. (1998). “The Loma Prieta, California Earthquake of October 17, 1989 – Highways Systems”. U.S. Geological Survey Professional Paper 1552-B, USA.