

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes

E. Maldonado
J.A. Canas
J.R. Casas

Monografía CIMNE IS-28 1998

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ESTUDIO DE PARÁMETROS EN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES
Monografía CIMNE IS-28
© Los autores

ISBN: 84-89925-16-X
Depósito Legal: B-28532-98

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

*Con todo cariño dedico este trabajo a todo el personal de
la Unidad de Cardiología del Hospital Sant Pau*

Esperanza Mandonado Rondón

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) proyecto PB96-0996, por la Commission of the European Communities, por la Subdirección General de Promoción del Conocimiento, proyecto PB96-UI34-C04-03, por la Dirección General de Enseñanza Superior del Ministerio de Educación y Cultura Español, proyecto PB95-0769, por una beca MUTIS de la AECI (Agencia Española de Cooperación Iberoamericana) del primer autor y, por la colaboración de la Universidad Industrial de Santander.

RESUMEN

La determinación de la vulnerabilidad sísmica del inventario de puentes de una ciudad es una necesidad cada vez más latente. Día a día los programas de atención post-terremotos obligan a contar con una buena planificación de los elementos que involucra su desarrollo ; siendo, los sistemas de transporte de carreteras un aspecto importante a considerar, y dentro de estos, los elementos de mayor prioridad son los puentes. A causa de todo lo arriba mencionado, los estudios de vulnerabilidad sísmica de puentes son un tópico de interés cada vez mayor.

Como una primera aproximación al desarrollo del análisis de vulnerabilidad sísmica de puentes, hemos llevado a cabo el presente estudio del estado del arte acerca de este tema. El objetivo final fue tener un resumen de las metodologías existentes, tal que ellas permitan ofrecer las bases para el planteamiento de una metodología de evaluación de vulnerabilidad sísmica en zonas donde no hay registros de daños sísmicos de puentes.

ABSTRACT

Determining the seismic vulnerability of the bridge inventory of a city is a quite mandatory need. Day by day the programs of attention post-earthquake force to have the planning of the elements that involve their development. So, the highway systems are an important aspect to consider and the bridges are important elements to account inside the transportation systems. Because of all the above mentioned, the seismic vulnerability studies of bridges are a topic of great interest currently.

As a first approach to develop seismic vulnerability studies of bridges, we carry out the present study of the state of the art about this topic. The final objective was to have a summary of the current methodologies, so that they allow to offer the bases for the description of a seismic vulnerability evaluation methodology in zones where there aren't registrations of seismic damages in bridges.

CONTENIDO

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN	1
1. DIAGNÓSTICO DEL ESTADO DE LAS ESTRUCTURAS DEL PUENTE	3
1.1. Método basado en la predicción de una falla estructural progresiva	3
1.1.1. Diagnóstico del estado del puente	6
1.1.1.1. Mediciones de nivelación geodésica	9
1.1.1.2. Pruebas dinámicas	9
1.1.1.3. Inspección de campo	9
1.1.1.4. Aplicación de pruebas experimentales no destructivas in situ	10
1.1.1.5. Aplicación de pruebas destructivas in situ y en el Laboratorio	10
1.1.1.6. Modelación analítica y simulación del estado existente y del estado último	10
1.2. Inspección de puentes en los Estados Unidos	11
1.2.1. Inspección de puentes : Bridge Inspector's Training Manual/90	14
1.2.2. Inspección de puentes : Bridge Inspection Manual/82	18

2. TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE DAÑO SÍSMICO	21
2.1. Método de evaluación del ATC-6-2.	22
2.2. Método de la fuerza lateral	23
2.3. Método de evaluación rápida de Dicleli y Bruneau	24
2.3.1. Índice de ancho de asiento	27
2.3.2. Índice de daño del apoyo	33
2.3.3. Índice de daño de columnas	36
2.3.4. Índice de daño total de la estructura	41
2.3.5. Alternativa simplificada para el índice de daño total	44
2.3.6. Índice de clasificación	44
2.3.7. Comentarios	45
2.4. Herramientas computacionales para la evaluación del daño sísmico en puentes	46
3. MATRICES DE VULNERABILIDAD DE PUENTES PROPUESTOS POR XUESHEN Y SHUMING	49
3.1. Clasificación de los daños	50
3.2. Clasificación de las funciones de perdidas	51
3.3. Datos utilizados para desarrollar la metodología	51
3.4. Matrices de vulnerabilidad	52
3.5. Comentarios del método	53
4. MODELO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PROPUESTO POR SEONG KIM	55
4.1. Modelo lineal	59
4.2. Modelo no lineal	61
4.3. Información necesaria de puentes	63
4.4. Generalización de los parámetros necesarios para el modelo de vulnerabilidad	63
4.4.1. Intensidad de la aceleración pico del terreno (x_1)	63
4.4.2. Especificaciones de diseño (x_2)	64
4.4.3. Tipo de superestructura (x_3)	64
4.4.4. Forma de la superestructura (x_4)	65
4.4.5. Articulación interna (x_5)	66
4.4.6. Tipo de pila (x_6)	67
4.4.7. Tipo de fundación (x_7)	68
4.4.8. Material de la subestructura (x_8)	69
4.4.9. Irregularidad en la geometría o en la rigidez (x_9)	70

4.4.10. Condición del sitio (x_{10})	70
4.4.11. Efecto de licuefacción (x_{11})	71
4.4.12. Longitud de apoyo (x_{12})	72
4.5. Comentarios del método	74
5. CONCEPTO DE FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD DE VAZ Y BAIRRAO	77
5.1. Calculo de la probabilidad de falla	78
5.2. Función de vulnerabilidad	78
5.2.1. Variables de control y condiciones de falla de los elementos	79
5.3. Ejemplo de aplicación del método	80
5.3.1. Puentes analizados	81
5.3.2. Modelos numéricos	82
5.3.3. Estrategia del análisis	83
5.3.4. Resultados	83
5.4. Comentarios del método	85
6. MÉTODO DE CALCULO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES EXISTENTES PROPUESTO POR MIRANDA APPLICADO A PUENTES	87
6.1. Explicación del método simplificado en edificaciones existentes	88
6.1.1. Funciones de vulnerabilidad	90
6.2. Uso de la metodología a estructuras como puentes	90
6.3. Comentarios del método	91
REFERENCIAS	93

INTRODUCCIÓN

Un considerable número de puentes en Norte América y otras partes del mundo, los cuales fueron diseñados y construidos en tiempos cuando los requerimientos sísmicos no existían o no eran los adecuados ; ante recientes sismos como los de Loma Prieta de 1989 y Northridge de 1994 y, el sismo de Kobe de 1995 han demostrado su gran vulnerabilidad sísmica. Evitar el colapso de los puentes, reducir el riesgo de grandes daños debido a posibles sismos futuros es necesario para que pueda existir una buena planificación de los recursos financieros disponibles para estos casos, por ello, los puentes más necesitados de reforzamiento deben ser identificados, tomando en cuenta sus deficiencias sísmicas estructurales como también sus consecuencias sobre los aspectos sociales, económicos y de desarrollo de emergencias (Diclele y Bruneau, 1996).

Un problema que afrontan muchas ciudades o poblaciones es el como evaluar el potencial de riesgo sísmico de su gran inventario de puentes existentes. Los Puentes, los cuales muchos de ellos, fueron construidos antes que se fuese consciente de la necesidad de diseñar y construir tomando en cuenta la acción sísmica.

Hoy en día como mínimo existen cuatro agencias en Estados Unidos (CALTRANS, Washington State Transportation Center, Illinois Department of Transportation, y ATC/FHWA) los cuales han desarrollado sistemas de clasificación sísmica (Maroney, 1988, Babaei et al., 1990, Gilbert, 1993, ATC-6-2, 1983, Ren y Gaus, 1996). Pero los métodos utilizados corresponden a casos de cargas extremas para todos los puentes en un área determinada, donde existe la mínima información necesaria. Desafortunadamente, es muy frecuente, la no existencia de información suficiente para todos los puentes, el cual, provea todos los datos geotécnicos y estructurales necesarios para aplicar los análisis sísmicos sofisticados con los que se cuenta hoy en día.

Las leyes federales en los Estados Unidos requieren que cada estado lleve a cabo la inspección de todos los puentes por lo menos cada dos año, caso que ocurre en otras ciudades del mundo aunque no con la misma frecuencia. Como resultado de esto, se ha de contar por lo menos con una base de datos del inventario de puentes para cualquier región. Buscando de esta manera que este inventario provea la suficiente información para llevar a cabo un estudio de vulnerabilidad sísmica de puentes a manera regional.

Además, durante largos períodos de servicio, los puentes de concreto reforzado existentes en regiones sísmicas pueden estar expuestos a serios deterioros. En muchos de los casos el deterioro puede llegar a ser crítico debido a las cargas de servicio y particularmente a los efectos de fuertes sismos. En tales casos, al definir un sistema óptimo como solución de rehabilitación, un diagnóstico exacto del estado del sistema estructural integral debe ser el primer paso (MOPU, 1991).

Varios trabajos teóricos recientes sobre investigaciones de puentes carreteables reportan que alrededor del 40% de los 600.000 puentes carreteables de los Estados Unidos están en condiciones deficientes (Dunker y Rabbat, 1995). La magnitud del problema se hizo evidente a partir del programa de inspección de puentes carreteables empezado después del colapso del puente de Silver Bridge en 1967. Los datos de los puentes inspeccionados fueron reunidos por la Administración Federal de Carreteras, FHWA, dentro del inventario de puentes nacionales, NBI. Es de destacar como, este programa finalmente sirvió para la distribución de fondos federales para programas de reemplazamiento y de rehabilitación de puentes carreteables. Esta monografía se presenta en seis capítulos. En el primer capítulo se presentan algunas metodologías de valoración de las deficiencias en puentes.

El segundo capítulo estudia algunas formas de valorar el puente ante la acción sísmica, presentando métodos sencillos de evaluación del daño.

Los enfoques actuales del tratamiento del problema de la vulnerabilidad sísmica de puentes se analiza en los capítulos restantes, en ellos se pretende entender los métodos existentes y los diferentes aspectos que son tenidos en cuenta, para a su vez poder tener un criterio de comparación y de planteamiento de un método propio que sea aplicable al medio de interés.

Capítulo 1

DIAGNÓSTICO DEL ESTADO DE LAS ESTRUCTURAS DEL PUENTE

Ultimamente, ha aumentado el interés a través de todo el mundo respecto al problema del monitoreo, estado y mantenimiento de puentes sobre las rutas de transporte y de las ciudades. Considerando el período en el cual estas estructuras han sido construidas y diseñadas, algunas hace 20-30 años, surge la pregunta si ellas aún son adecuadamente funcionales y si son estables.

Además, se adiciona al anterior problema, la incertidumbre del tratamiento o manejo hecho a las cargas de servicio durante su diseño, existiendo también el problema del inadecuado tratamiento de los efectos sísmicos en regiones activas sísmicamente.

1.1. MÉTODO BASADO EN LA PREDICCIÓN DE UNA FALLA ESTRUCTURAL PROGRESIVA

Durante años Hristovski y Ristic han estado trabajando sobre diferentes proyectos científicos y aplicados asociados con el problema del monitoreo, del estado y del mantenimiento de estructuras como puentes. Con el propósito de producir una investigación sistemática, dentro de este problema, un procedimiento de actividades necesarias ha ser tomadas para el monitoreo y el mantenimiento de tales estructuras

en la República de Macedonia fue desarrollado por Hristovski y Ristic (1996), y el cual es expuesto a continuación.

El estudio se basa en un reciente concepto metodológico integral para diagnosticar el estado de puentes pretensados y de concreto reforzado bajo cargas de servicio y cargas sísmicas implementando modelos lineales y no lineales.

El desarrollo de la metodología de diagnóstico básicamente incluye la realización de dos fases diferentes :

- Una fase experimental
- Una fase analítica

El método desarrollado para la República de Macedonia, utiliza un procedimiento de actividades necesarias para el monitoreo, el estado y el mantenimiento de puentes, el cual se ilustra en la figura 1.1.

A continuación se comenta cada uno de los pasos a seguir en el plan de monitoreo del estado y mantenimiento de los puentes :

- Primero que todo, es necesario crear una base de datos sobre los puentes existentes por secciones de transporte de la red de carreteras ó como bien sobre las rutas de transporte en las ciudades. La base de datos debe almacenar y procesar los datos para desarrollar la inspección de los puentes.
- Los datos procesados para esta actividad son necesarios para el análisis y elaboración de la lista de estructuras prioritarias a ser rehabilitadas por manifestar un comportamiento negativo, bajo cargas de servicio y cargas sísmicas. A continuación del propósito anterior, un modelo se propone, el cual contiene tres puntos :
 - “*Índice crítico*”, representa tanto la importancia del puente en cuanto a mantener el transporte en caso de emergencia después de pasado un sismo, como bien el riesgo de pérdidas de vidas humanas en caso de colapsar el puente.
 - “*Índice de vulnerabilidad sísmica*”, representa la vulnerabilidad de la estructura a la falla en caso de fuertes sismos.
 - “*Índice de uso*”, refleja el estado de esfuerzo-deformación y el estado de grietas bajo cargas de servicio.

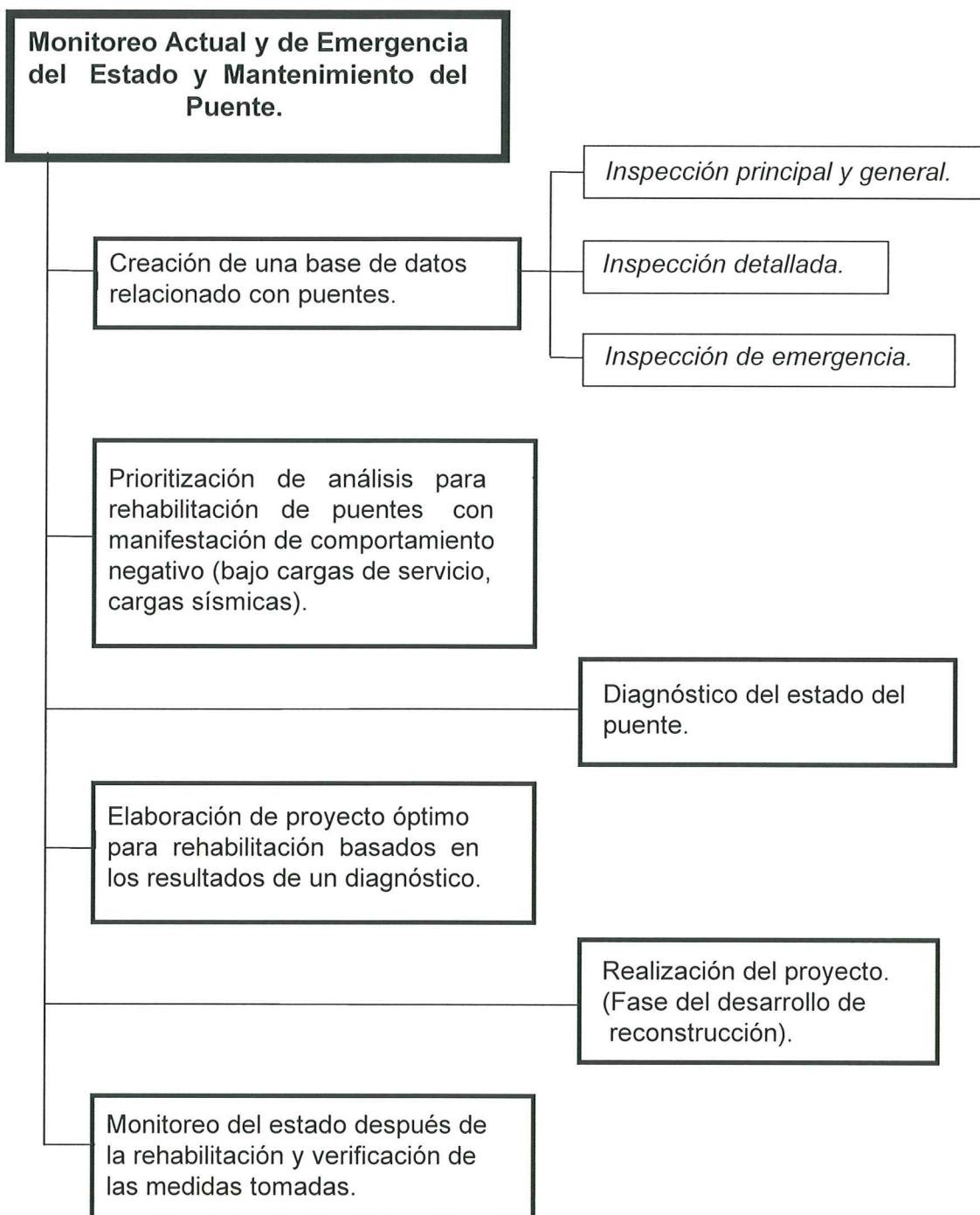


Figura 1.1. Diagrama de bloques de las actividades relacionadas al monitoreo permanente y de emergencia del estado y mantenimiento de puentes (Hristovski y Ristic, 1996).

El segundo y tercer índice son obtenidos mediante análisis estáticos y análisis dinámicos no lineales. De esta forma puede elaborarse una lista de las estructuras que deben ser prioritariamente estudiadas para posteriormente ser rehabilitadas.

- En la nueva fase los puentes que han resultado como prioritarios son diagnosticados en su estado. Esta fase es necesaria para entender las razones del comportamiento negativo de la estructura, independientemente si el problema se origina por las cargas de servicio o por los efectos sísmicos ; pero para propósitos del presente trabajo es interesante estudiar el comportamiento bajo efectos sísmicos.
- Después de identificado los parámetros diagnosticados, un proyecto de rehabilitación óptimo es elaborado.
- Finalmente después de desarrollada la rehabilitación, las estructuras son monitoreadas con la finalidad de verificar las medidas tomadas.

En el siguiente numeral se presenta la metodología para diagnosticar los puentes.

1.1.1. Diagnóstico del estado del puente

En el campo estructural se puede hablar de “patología” en lo referente al comportamiento estructural durante la vida útil de la estructura bajo las cargas de servicio, o bien, al comportamiento de las estructuras después de haber sido sometida a fuertes daños debido a efectos dinámicos como los sismos. En ambos casos es necesario realizar el diagnóstico con el propósito de encontrar las correspondientes medidas para su reparación o mejoramiento, ver el diagrama de bloques de la figura 1.2.

Siendo el principal objetivo del análisis de diagnóstico la identificación de los parámetros que caracterizan el estado de la estructura en cierto momento del tiempo o en cierto intervalo. Los parámetros diagnosticados, según el trabajo de Hristovski y Ristic (1996) son :

- Esfuerzos y características reológicas¹ de los materiales que están incorporados en la subestructura y superestructura del puente. Como también, las características de los materiales que constituyen el suelo en el cual la estructura esta cimentada.
- Las características dinámicas.

¹ Rheology, estudio del flujo plástico de los materiales sólidos.

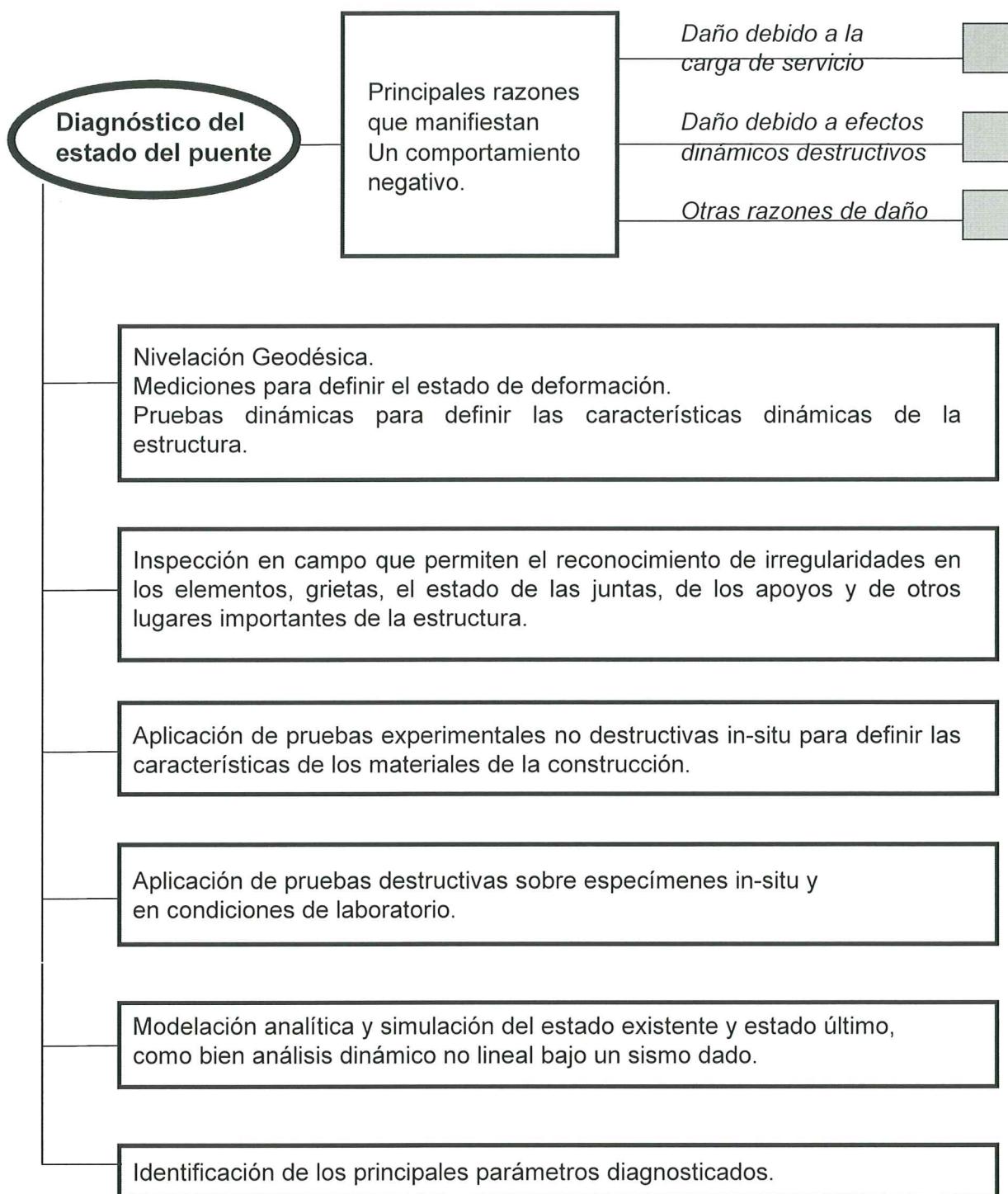


Figura 1.2. Diagrama de bloques de actividades para diagnosticar el estado del puente (Hristovski y Ristic, 1996).

- La extensión y distribución de las grietas.
- La homogeneidad de los materiales de construcción o de lo que esta construido el puente.
- El estado esfuerzo - deformación bajo condiciones de uso.
- El estado de las juntas.
- El estado de los apoyos.
- La expansión de las juntas.
- La cimentación y otros elementos importantes de la estructura.
- El número, el diámetro y la posición del refuerzo.
- El sistema estático actual de la estructura.

La identificación de todos los parámetros diagnosticados necesariamente es un proceso complejo, tomando en consideración el hecho que algunos de estos pueden modificarse en el transcurso del tiempo. Por eso, a pesar de la existencia de documentación técnica de algunas estructuras correspondientes ha tiempos muy pasados, las cuales permiten intuir las principales características estructurales, la pregunta que surge es la de cuestionar si han existido cambios desde el tiempo de construcción hasta el momento del diagnóstico.

El incremento de los valores en los parámetros diagnosticados en el curso del tiempo puede ser negativo o bien positivo, en cuanto a la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

Si cualquiera de los parámetros variables se identifican por Sci , este incremento en el curso de un intervalo de tiempo $\partial t = t - t_o$ será $\partial Sci = Sci_t - Sci_{t_o}$. Además de definir la modificación actual del concreto Sci , es de interés introducir una noción nueva que puede ser referenciada como “*Gradiente de incremento*” o “*Gradiente promedio de deterioro para un intervalo de tiempo ∂t* ”, por ejemplo, $GD(Sci) = \partial Sci / \partial t$. Sin embargo, el gradiente de los valores incrementales pueden ser frecuentemente diferentes para diferentes intervalos de tiempo (Hristovski y Ristic, 1996).

Si existe un permanente seguimiento de los valores incrementales de los parámetros en el curso del tiempo, es posible el definir una función discreta $Sci = Sci(t)$. Esta función discreta puede ser aproximada usando el método de los mínimos cuadrados con una función continua de grado n y calculado luego su derivada, el gradiente de deterioro se define para cualquier momento de tiempo t como $GD(t) = \partial Sci / \partial t$ (Hristovski y Ristic, 1996).

Con lo anterior se puede concluir que un monitoreo permanente del estado del puente es necesario para la determinación correcta de estas dos funciones.

La figura 1.2 muestra un diagrama de bloques con un esquema de las actividades necesarias para desarrollar el proceso de diagnóstico. Básicamente todas las actividades pueden ser divididas entre experimentales y analíticas. A continuación se comentan cada una de las actividades :

1.1.1.1 Mediciones de nivelación geodésica

Estas mediciones representan unas actividades de diagnóstico básico, las cuales permiten determinar exactamente el estado de deformación de la estructura. Esto, de hecho, identifica un importante parámetro como lo es las deformaciones, y a través de análisis de interacción, se pueden obtener otros parámetros como son el estado de esfuerzos, las características reológicas del concreto y del acero. En el caso de puentes de concreto pretensado, el estudio del acero es de gran importancia.

1.1.1.2 Pruebas dinámicas

Las pruebas dinámicas son llevadas a cabo con la finalidad de obtener las características dinámicas de la estructura, tales como :

- El periodo natural y los modos de vibración
- El amortiguamiento bajo diferentes niveles de excitación.
- Los parámetros suelo - estructura bajo diferentes efectos dinámicos.

Las pruebas dinámicas más usadas por el instituto del investigador Hristovski y Ristic (1996) son aquellas realizadas mediante las técnicas de vibración ambiental.

Las características dinámicas de la estructura obtenidas mediante estas pruebas experimentales son usadas para una adecuada definición del sistema estático, por ejemplo, creación y verificación del modelo matemático para posteriores análisis. También, estas características pueden ser usadas para la evaluación analítica de los valores de algunos parámetros como es el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, la resistencia del concreto, la gravedad específica y la densidad del concreto, etc.

1.1.1.3 Inspección de campo

Simultáneamente a la actividad arriba mencionada, la inspección de campo es obligatoria para lograr el reconocimiento de todas las irregularidades en los elementos, el estado de las juntas, los apoyos, las juntas de expansión y otros lugares importantes de la estructura.

A diferencia de los datos globales registrados o almacenados o recopilados en la base de datos, los datos detallados sobre las irregularidades son considerados dentro de una inspección de campo. Por ejemplo, para estructuras con un número considerable de grietas, un esquema se puede elaborar indicando la zona de propagación de estas grietas, su orientación, la distancia entre ellas, y su espesor. Para estructuras dañadas debido a efectos dinámicos destructivos como sismos o explosiones, los lugares de falla y los puntos donde se desarrollan articulaciones plásticas deben ser particularmente investigadas.

1.1.1.4 Aplicación de pruebas experimentales no destructivas in situ

Pruebas experimentales no destructivas in situ son ante todo usadas para investigaciones de perfiles geotécnicos, pero también pueden ser utilizadas para ensayos de elementos estructurales en puentes.

En estudios geotécnicos, es posible usar el método de refracción standard con aplicación de geófonos de 14 hz, sin limitaciones de la filtración de las señales. Para pruebas en los elementos estructurales de los puentes, el método de iluminación sísmica se aplica usando geófonos de 28 hz y filtración selectiva de las señales para frecuencias menores que 50 y 100 hz.

Este equipo permite definir módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson de los materiales, como también el módulo cortante para los depósitos de suelo. Diversos métodos no destructivos han sido completamente desarrollados a través del mundo (Japón, Italia, Suecia, USA, etc), particularmente con respecto al problema de la inspección del refuerzo : número, posición y diámetro de las barras (Hristovski y Ristic, 1996).

1.1.1.5 Aplicación de pruebas destructivas in situ y en el laboratorio

Usualmente la aplicación de las pruebas destructivas hacen las investigaciones mas costosas, sin embargo, a falta de equipos para pruebas no destructivas, ellas aún están en uso, particularmente para definir las características de resistencia del concreto ; para determinar las fuerzas de pretensado en los cables de los puentes pretensados, etc. Debido a su naturaleza destructiva, estos métodos no son recomendables para el monitoreo permanente del estado de ciertos parámetros de resistencia.

1.1.1.6 Modelación analítica y simulación del estado existente y del estado último

Los parámetros conocidos determinados de estudios de campo y experimentales son usados para definir los modelos matemáticos para análisis, y luego interactivamente, analíticamente, los restantes parámetros son obtenidos.

Los análisis necesarios son los siguientes :

- Análisis lineal para simular el estado de esfuerzo-deformación bajo condiciones de servicio.
- Análisis no lineal para definir el estado último bajo condiciones estáticas de servicio último (bajo estado último en condiciones estáticas).

- Análisis no lineal para determinar el comportamiento de la estructura bajo sismo y definición de su vulnerabilidad.

1.2. INSPECCIÓN DE PUENTES EN LOS ESTADOS UNIDOS

Al ser los puentes una de las partes mas importantes dentro de la infraestructura de un país, surgen estudios como el de la valoración de las deficiencias de los puentes en los Estados Unidos. Para ello se originó la realización del “*Inventario Nacional de Puentes*”, NBI, el cual contiene una considerable cantidad de información acerca de las características de los puentes de los Estados Unidos (Dunker y Rabbat, 1995). Debido a la abundancia de información existente en el NBI fue posible la caracterización de los puentes y sus deficiencias, para cada puente se incluyen cien datos activos que sirven para inventariar y tasar cada puente.

Dentro del trabajo del inventariado, el inspector debe categorizar una gran variedad de condiciones estructurales y convertirlas a un valor numérico.

La experiencia durante la labor de inventariado demostró las diferencias de los datos recopilados dado el juicio del inspector de puentes y de su experiencia, esto dejo ver como la valoración no siempre refleja directamente la servibilidad real o la vulnerabilidad del puente.

DEFINICIONES DE DEFICIENCIAS DE PUENTES. La mayoría de los datos del inventario de puentes NBI cubren la identificación de su localización, el tipo de estructura, la edad, la geometría y la clasificación. Las condiciones y valoraciones de las clasificaciones que establecen las deficiencias son listadas en la tabla 1.1. Cada condición de clasificación en la tabla puede evaluarse de 9 (condición excelente) a 0 (condición de falla), donde sea aplicable, de lo contrario los temas del inventario se codifican con *N* (no aplicables) (Dunker y Rabbat, 1995).

Tabla 1.1. Condiciones y clasificación del inventario, NBI, de puentes (Dunker y Rabbat, 1995).

TEMAS *	TITULO	DESCRIPCION
a) CONDICION DE LA CLASIFICACION		
58	Tablero	Todas las condiciones excluyendo la superficie de desgaste y los dispositivos de expansión
59	Superestructura	Condición física de los miembros estructurales excluyendo apoyos
60	Subestructura	Condición física de pilas, estribos, pilotes y cimentación

b) VALORACION DE LAS CLASIFICACIONES		
67	Evaluación estructural	
68	Geometría de la losa	
69	Sobre claros	
71	Canales adecuados	
72	Alineamiento de vía de aproximación	

(*) NBI Número del artículo de la guía del código (1988)

Las condiciones de clasificación en la tabla 1.1 en la parte (a) son una medida del deterioro, pérdida de sección, agrietamiento excesivo, socavación, y otras condiciones que pueden ser vistas durante la inspección de los puentes. Esta clasificación da un indicador del deterioro físico debido a efectos ambientales y al uso indebido al tráfico sobre el puente. Esta clasificación también puede reflejar indirectamente las políticas de mantenimiento. Cada valoración de la clasificación de la tabla 1.1. en la parte (b) se puede clasificarse de 9, el cual describe “criterios deseables” o 0 “cierre del puente”.

Todas, excepto la aproximación de la valoración de la clasificación del alineamiento del camino, evalúa los puentes mediante la comparación con estándares numéricos en códigos.

A continuación se conectan algunos de los tipos de definiciones y su nivel de presencia a nivel nacional :

- **Deficiencias estructurales.** Un puente estructuralmente deficiente es uno que ha sido sólamente restringido a altas cargas, está cerrado, o requiere una inmediata rehabilitación para su posterior apertura. Más específicamente, un puente con uno o más de los siguientes puntos por debajo de la clasificación es calificada estructuralmente deficiente, según Dunker y Rabbat (1995):

Calificado como 4 o por debajo de 4 :

- Tablero (punto 58)
- Superestructura (punto 59)
- Condición de subestructura (punto 60)

Clasificado o calificado como 2 o por debajo de 2 :

- Evaluación estructural (punto 67)
- Canalización adecuada (punto 11)

- **Disminución de la funcionalidad.** Un puente funcionalmente obsoleto es aquel en el cual la geometría de la losa, la capacidad de carga, el claro, o el alineamiento

no es mayor que el valor crítico usualmente conocido. Un puente con uno o más de las siguientes clasificaciones como malas es clasificado como funcionalmente obsoleto, de acuerdo a Dunker y Rabbat (1995):

Calificada de 3 :

- Evaluación estructural (67)
- Canalización adecuada (71)

Calificada de 3 o menor :

- Geometría de losa o tablero (68)
- Sobre claros (69)
- Alineamiento de calzada (72)

Cualquier puente calificado como deficiente estructuralmente es excluido de la categoría de obsoleto en el funcionamiento, sin embargo, el puente puede tener una clasificación que también puede clasificarse con obsolescencia funcional.

- **Deficiencias a nivel nacional.** Las siguientes deficiencias son aplicables a los puntos del inventario NBI, según Dunker y Rabbat (1995):

- DKC = condición del tablero, calificado de 4 o menos (58).
- SPC = condición de la superestructura, calificado de 4 o menos (59).
- SBC = condición de la subestructura, calificado de 4 o menos (60).
- SEA = valoración de la evaluación estructural, de 3 o menor (67).
- DGA = valoración de la geometría del tablero, de 3 o menor (68).
- UCA = sobreclaro (underclearance), valoración horizontal y vertical, de 3 o menor (69).
- WAA = valoración de adecuada canalización, de 3 o menos (71).
- ARAA = valoración del alineamiento de la capa de rodadura, 3 o menos (72).

Las deficiencias individuales listadas previamente se distinguen de las deficiencias que dependen de varios artículos del inventario NBI :

- CC = condición combinada (clasificación de los autores para puentes donde se les encuentra una deficiencia o más de una) una o más de una del tablero, superestructura, o subestructura calificadas como 4 o menos.
- SD = deficiencia estructural.
- FO = obsolescencia funcional.
- **Deficiencias por tipo de puente.** La superestructura de los puentes carreteables son construidos de varios materiales y diseños ; y estos están identificados en el

inventario. Los materiales de la superestructura son los siguientes : concreto reforzado, acero, concreto pretensado, y madera. Debido al material de la superestructura, los puentes presentan diferentes características de deficiencia con el tiempo (Dunker y Rabbat, 1995).

Prácticamente no todos los puentes de concreto reforzado están construidos y reconstruidos estructuralmente deficientes (SD). Alrededor del 6% se han construidos funcionalmente obsoletos (FO), y muchos de estos son el resultado de deficiencia en la geometría del tablero (DGA). El incremento de las deficiencias con los años es moderado y excepto para puentes construidos antes de 1930, es mayor el porcentaje de puentes considerados funcionalmente obsoletos que aquellos con deficiencias estructurales. Las deficiencias en la evaluación estructural (SEA) se incrementa con los años.

Los puentes de acero, por contraste, tienen características completamente diferentes de deficiencia. Alrededor del 4% son construidos y reconstruidos estructuralmente deficientes, sobre la base de la evaluación estructural, y alrededor del 19% son construidos o reconstruidos funcionalmente obsoletos. De 1980 a 1992 existe un incremento sorprendente en los porcentajes de puentes de acero que son funcionalmente obsoletos. La caída en el porcentaje de obsolescencia en el funcionamiento antes de 1955 puede deberse al efecto combinado de reconstrucción involucrando un ensanchamiento y al incremento de puentes clasificados estructuralmente deficientes, el cual logra por derechos propios una clasificación como funcionalmente obsoleto.

1.2.1. Inspección de puentes : Bridge Inspector's Training Manual/90

Las siguientes páginas son una reproducción del “*Manual de formación de inspectores de Puentes*” (Federal Highway Administration, Washington, 1991).

14.2. Inventario de Estructuras FHWA, Condición y Valoración

La guía de código del FHWA para inventario y valoración de puentes ha sido revisada a lo largo de los años. Cada estado está incentivado para usar los códigos e instrucciones de la Guía de Codificación. Sin embargo, este uso directo es opcional ; cada estado puede usar su código viejo, siempre y cuando sean transformado para que los datos sean directamente unificados dentro del formato de la Guía de Codificación. En otras palabras, los estados son responsables de tener la capacidad de obtener, almacenar y reportar la información concerniente acerca de los puentes, sea o no usado la guía del código.

La hoja de inventario de la estructura y de su valoración (SI&A) es una tabulación de la información propia de la estructura individual. Es importante el resaltar que la hoja de inspección no es una forma de

inspección, sin embargo es una hoja resumen de los datos requeridos de un puente por el FHWA para realizar un monitoreo efectivo y dirigir el programa de Inspección de Puentes Nacionales y los Programas de Rehabilitación.

14.2.1. Formas Estándar

Los inventarios requieren que los hallazgos y los resultados de la inspección de puentes sean registrados en forma estándar. La hoja de inventario no es una forma estándar, está es tan solo un listado de los datos de los puentes de cada estado los cuales deben ser reportados al FHWA para que cada estructura quede en el inventario nacional o general.

Muchos estados han desarrollado sus viejas formas estándar usando la hoja de inventario mencionada como punto de partida. Estos formatos generalmente listan la mayor cantidad de componentes y elementos relacionados, proveyendo información de los hallazgos de la inspección.

Los datos y la información requerida por parte de los estados para el FHWA esta listada sobre la hoja de inspección. Es importante el resaltar que los items listados sobre esta hoja de inspección es aplicable tanto al personal de campo como de oficina encargado de la inspección de los puentes. El inspector de puentes no debe ser requerido para obtener los datos de todos los items durante cada inspección de puentes. Una vez el puente ha sido inventariado, la mayoría de los items de la hoja de inventariado deben permanecer incambiables.

Los items sobre la hoja de inspección se han dividido en tres categorías principales:

- Items de inventario.
- Items de condición de clasificación.
- Items de valoración de clasificación.

14.2.2. Puntos del inventario

Corresponde a los Items del inventario pertinentes a las características de los puentes. En la mayoría de los casos, estos items corresponden a las características permanentes las cuales solo cambian hasta cuando el puente es alterado en alguna forma, tal como reconstrucción o restricción a algún tipo de carga.

Los items del inventario están agrupados como siguen :

- Identificación. Identifica la estructura utilizando códigos de localización y de descripción.

- Tipo de estructura y material. Caracteriza la estructura basada en el tipo de material, diseño y construcción, número de luces, y superficie de rodamiento.
- Dato de geometría. Es pertinente a las dimensiones de la estructura.
- Datos de navegación. Identifica el control de navegación existente, protección de pilas, y medidas de holgura de canales.
- Clasificación. Clasificación de la estructura y de las instalaciones las cuales permiten su identificación.
- Edad y tiempo de servicio. Información la cual muestra cuando la estructura fue construida y reconstruida.
- Clasificación de carga y posición. Identifica la capacidad de carga del puente y los estados de posición actuales.
- Mejoramientos propuestos. Items para trabajar propuestas y estimar costos para todos los puentes.
- Inspección. Datos de inspección, frecuencia, y énfasis especial.

Todos los items del inventario son explicados en la Guía del Código. El inspector debe estar disponible para verificar y poner al día el inventario de datos.

14.2.3. Condiciones de la clasificación

La condición de un elemento, miembro, o componente es una evaluación de su estado físico actual comparado con el de las condiciones de los nuevos construidos.

El inspector deberá evaluar cada elemento de una componente dada y asignarle un calificativo de “*bueno*”, “*justo*” o “*deficiente*”, basados en las deficiencias encontradas en los elementos individuales. A continuación se describen cada uno de los calificativos :

- **Bueno.** El elemento esta limitado solamente a pequeños problemas.
- **Justo.** La capacidad estructural del elemento no esta afectada mas que por un insignificante deterioro, pérdida de la sección, astillamiento, fracturación u otras deficiencias.
- **Deficiente.** La capacidad estructural del elemento es afectada o esta en peligro debido al avanzado deterioro, perdida de la sección, astillamiento, fracturación u otras deficiencias.

Para asegurar una inspección comprensiva y como parte de los requerimientos de registro y documentación, un inspector deberá reportar el tamaño, el tipo, la cantidad y severidad del deterioro y deficiencias para cada elemento en un componente dado.

Los siguientes items de la hoja de inspección sobre todas las condiciones de clasificación son

- Items No. 58. Tablero.
- Items No. 59. Superestructura.
- Items No. 60. Subestructura.
- Items No. 61. Canales.
- Items No. 62. Alcantarillas.

Desde el items 58 al 60 son considerados los componentes mas importantes de un puente.

La clasificación de las condiciones numéricas deben caracterizar la condición general de la componente completa. Una asignación correcta de una condición de clasificación debe, sin embargo, considerar tanto la severidad del deterioro o mal estado y la extensión del problema.

Sin embargo, en algunos casos, una deficiencia puede ocurrir sobre un elemento simple o en una determinada localización. Si una de estas deficiencias reduce la capacidad de carga de transporte o servicibilidad de los componentes, luego el elemento puede ser considerado “*punto de unión pobre*” en la estructura, y la clasificación del componente deberá reducirse acordemente.

La siguientes guía de clasificación (obtenida de la versión de 1988) son usadas para evaluar el tablero, la superestructura y la subestructura.

Tabla 1.2. Clasificación numérica del Manual de formación de inspectores de Puentes” del FHWA (Federal Highway Administration, Washington, 1991).

CODIGO	ASIGNACION	DESCRIPCION
N	NO APLICABLE	
9	CONDICION EXCELENTE	
8	CONDICION MUY BUENA	No existen problemas notables.
7	CONDICION BUENA	Algunos insignificantes problemas
6	CONDICION SATISFACTORIA	Elementos estructurales muestran algunos insignificantes deterioros.
5	CONDICION ACEPTABLE	Todos los elementos estructurales principales estan buenos pero puede existir una insignificante perdida de la sección, astillamiento, fracturación.
4	CONDICION POBRE	Avanzada perdida de la sección, del deterioro, del astillamiento.
3	CONDICIÓN SERIA	Perdida de la sección, deterioro, astillamiento tiene seriamente afectada los componentes estructurales

		principales. Las fallas locales son posibles. Grietas por fatiga en el acero o grietas por cortante en el concreto se pueden presentar.
2	CONDICIÓN CRÍTICA	Avanzado deterioro de los elementos estructurales principales. Grietas por fatiga en el acero o grietas por cortante en el concreto pueden presentarse o la abrasión puede hacer remover los apoyos de la subestructura. A no ser que se realice un exhaustivo monitoreo del puente se puede llegar a determinar su cerramiento hasta que medidas correctivas sean tomadas.
1	CONDICIÓN DE FALLA INMINENTE	Significantes deterioros y perdidas de la sección se presentan en las componentes estructurales críticas, o es obvio que el movimiento horizontal y vertical afecten la estabilidad de la estructura. El puente es cerrado al tráfico pero acciones correctivas pueden colocar posteriormente al puente en servicio.
0	CONDICIÓN DE FALLA	Fuera de servicio, mas allá de las acciones correctivas.

1.2.2. Inspección de puentes : Bridge Inspection Manual/82

Este es un sistema de valoración de puentes del estado de New York, el cual en comparación con el realizado mediante el código del FHWA usa otros resultados los cuales deben convertirse para poder comparar y contribuir con los datos generales (New York State Department of transportation, 1992).

Este manual explica la documentación requerida para la Inspección General de Puentes en el Estado de New York, consistiendo en una asignación numérica a las condiciones de clasificación de varios elementos de un puente sobre el formato de inspección TP 349 y TP 350, complementada mediante notas, esquemas, fotografías y documentación detallada.

Formatos. El formato TP 349 sirve para registrar la información de identificación del puente, la clasificación de las condiciones de los elementos del puente, y una estimación de las necesidades de reparación, todo sobre un puente base. El sistema de inspección es designado usando un formato “Preimpreso” TP349. El formato preimpreso TP 349 se produce por computador, usando información del inventario existente de puentes.

Sistema de clasificación Numérico. El sistema de clasificación numérico usado para catalogar los elementos de los puentes se describe abajo en términos generales. Esta generalización del sistema de clasificación es

aplicado a todos los elementos de un puente, requiriendo una valoración numérica :

Tabla 1.3. Sistema de clasificación numérica correspondiente al Manual de Inspección de puentes del Estado de New York (New York State Department of transportation, 1992).

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
1	Potencialmente en amenaza.
2	Usado para calificar un puente entre la condición 1 y 3.
3	Sería deterioración, o no funciona como originalmente fue diseñado.
4	Usado para calificar un puente entre la condición 3 y 5.
5	Insignificantes deterioros y esta funcionando como originalmente fue diseñado.
6	Usado para calificar un puente entre la condición 5 y 7.
7	Nueva condición.
8	No aplicable.
9	Sin conocer.

Es extremadamente importante que el inspector conozca este sistema de clasificación y lo use para calificar las condiciones observadas de los puentes con los criterios establecidos en el Manual. Esta consistencia en la clasificación es necesaria con la finalidad de proveer la base para una exacta comparación de los datos a todo lo ancho del estado en lo referente a los puentes.

Control cualitativo. Después de completar el paquete de inspección y de registro de fotografía, un ingeniero profesional es el encargado que realizar el chequeo del control cualitativo de todos los materiales. Esta revisión debe incluir la revisión de:

1. La correcta y consistente interpretación de los items de inspección y de clasificación.
2. La adecuada documentación de la inspección de los items calificados como 4, o menos, y todos las características inusuales.
3. La documentación registrada incompleta.
4. Mejorar el mal referenciamiento de las fotografías en el reportaje de inspección.
5. La consistencia entre los formatos de inspección, fotografías, esquemas, notas y datos de clasificación de carga.

Después de un chequeo del control cualitativo satisfactorio, el Revisor es quien firma y fecha el formato como revisado.

Capítulo 2

TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE DAÑO SÍSMICO

El propósito de este capítulo es el de discutir dos técnicas de evaluación sísmica existentes, con la finalidad de evaluar las ventajas y debilidades de cada uno de los dos métodos, basados en el estudio desarrollado experimentalmente por Mander en sistemas de pilas-viga capitel de puentes a escala real sometidos bajo simulación de acciones sísmicas tanto antes como después de ser reparados (Mander et al. 1996). Los dos métodos mencionados, el primero corresponde a un análisis de Capacidad/Demanda el cual fue primero propuesto históricamente por el ATC 6-2 (Applied Technology Council, 1983) y el segundo, el método de Fuerza Lateral recomendado por Priestley et al. (1992) (Mander et al. 1996) se basa en recientes investigaciones de Caltrans después del sismo de Loma Prieta de 1989.

Anexo a lo anterior se presenta un estudio de evaluación rápida de daño sísmico en puentes planteado por Dicleli y Bruneau (1996). Es un planteamiento a puentes de características específicas, pero con una filosofía aplicable a varias tipologías de puentes.

A continuación se hablará en forma muy resumida de cada uno de estas dos metodologías.

2.1. MÉTODO DE EVALUACIÓN DEL ATC-6-2

Este primer método es el llamado “*Capacidad/Demanda*” propuesto por el ATC-6-2.

El método cubre el calcular :

- Capacidad a Flexión Nominal.
- Capacidad por Ductilidad.
- Capacidad a Cortante
- Reforzamiento Longitudinal y Anclaje

Luego de calculado lo anterior se pasa a la determinación de la relación “*Capacidad/Demanda*”.

Relación Capacidad/Demanda. Las columnas bajo consideración se asumen bien cimentadas, de tal manera que la falla no ocurre a nivel de la cimentación. El periodo natural para la clase de puente de luz simple y apoyo a fricción libre, es decir, que no contribuye a la rigidez de la losa, se puede considerar dado por :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\theta_y h_c}{C_n(c) g}} \quad (2.1)$$

$$h_c = \frac{M}{V} \quad (2.2)$$

Donde :

θ_y = Deriva en el estado de fluencia

M = Momento de la columna

V = Cortante de la columna

$C_n(c)$ = Capacidad de Cortante en la base, basado sobre el mecanismo de falla de esfuerzo a flexión donde los esfuerzos a flexión se calculan de acuerdo con la definición usual de esfuerzos a flexión nominal.

g = Aceleración debida a la gravedad.

Si el periodo natural se encuentra en un valor menor de 0.33 segundos, luego de acuerdo con el ATC-6-2 el coeficiente a cortante en la base C_s esta dado por :

$$C_s = 2.5 A \quad (2.3)$$

Siendo :

A = Coeficiente de aceleración pico del terreno, normalizada.

Tomando el 100% del valor elástico a lo largo de un eje axial del puente y el 30% del valor en la dirección perpendicular, esto de acuerdo a las especificaciones del ATC-6-2, la carga lateral correspondiente al momento elástico y a la demanda de cortante es :

$$W_L = 1.3 C_s W_{DL} \quad (2.4)$$

Donde :

W_{DL} = Carga muerta en las pilas.

Esto da una demanda de cortante elástico en la base, la cual, usando C_s de la ecuación anteriormente presentada, puede ser expresada como :

$$C(d) = \frac{W_L}{W_{DL}} = 1.3 C_s = 3.25 A \quad (2.5)$$

2.2. MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL

Este método es desarrollado por Priestley y sus compañeros en la Universidad de California, San Diego (Mander et al. 1996); el cual se basa en recientes investigaciones soportadas por Caltrans después del sismo de Loma Prieta en 1989.

Es un análisis en el cual se considera un crecimiento con incremento monotónico en una fuerza lateral aplicada hasta que ocurra una falla incipiente de la forma de la estructura.

En este método, de igual manera que en el anterior, se determina previamente:

- Esfuerzo de Flexión
- Capacidad por Ductilidad
- Estimación del Esfuerzo Cortante de la Columna
- Chequeo del Anclaje en la Junta
- Estimación del Esfuerzo en la Junta

Al transformar el análisis de esfuerzo lateral equivalente de Priestley en un análisis *C/D* basado en ductilidad se debe proceder de la siguiente manera :

1. Escoger un valor de coeficiente de aceleración del terreno pico, A .
2. Determinar el Factor de Reducción de Respuesta, R_μ , para :
3. Determinar la demanda de ductilidad al desplazamiento $\mu(d)$ el cual esta dado por :

$$R_\mu = \frac{1}{r_{cc}} = \frac{C(d)}{C_n(c)} \quad (2.6)$$

$$\mu(d) = 1 + 1.5 (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T} \geq R_\mu \quad (2.7)$$

Siendo :

T_0 = Periodo en el cual ocurre la máxima aceleración espectral.

T = Periodo de vibración natural elástico.

4. Determinar la relación “Capacidad / Demanda”, r_μ , dada por :

$$r_\mu = \frac{\mu(c)}{\mu(d)} \quad (2.8)$$

Donde :

$\mu(c)$ = Corresponde a la ductilidad para una deformación a la compresión última del concreto, ε_{cu} igual a 0.005

5. Repetir el paso 1 hasta el paso 4 para varios valores de A .

2.3. MÉTODO DE EVALUACIÓN RÁPIDA DE DICLELI Y BRUNEAU

La evaluación sísmica de los puentes, según Dicleli y Bruneau (1996), se basa en el cálculo de índice de clasificación definido como el producto del índice de importancia y el índice de daño global. A diferencia de otras metodologías existentes, el índice de daño global de la estructura se determina considerando el impacto del daño de cada componente sobre la falla sucesiva en otras componentes y en la estructura total.

Calcular la respuesta sísmica de cada puente específico mediante rigurosos análisis estructurales es un proceso tedioso y largo. Luego, una metodología rápida y eficiente de puentes de acero es propuesto por Dicleli y Bruneau (1996).

Algunas metodologías, como ATC, CALTRANS, permiten rápidamente identificar las deficiencias sísmicas de puentes y luego las clasifican en términos de su respectiva vulnerabilidad ; esto hace que el aspecto de la vulnerabilidad del puente de estas metodologías sea crudo y generalmente se limite a un simple reconocimiento de fallas estructurales indeseables que han ocurrido en sismos pasados. Luego, puentes que presentan tales fallas entraran a formar parte de la clasificación, independientemente de las variaciones en geometría y otra propiedades estructurales (Dicleli y Bruneau, 1996).

Como un paso para mejorar esta situación, una metodología se propone para un desarrollo rápido, no obstante, del cálculo de la vulnerabilidad sísmica. Esto fue desarrollado y aplicado para una clase especial de puentes, llamados puentes de acero de luz simple y de múltiples luces de losa sobre vigas. En el último de los casos, solamente columnas de acero fueron consideradas, estas han recibido poca atención en investigaciones pasadas donde el comportamiento de puentes de múltiples luces teniendo columnas de concreto ya han recibido una considerable atención, por ejemplo Priestley 1985, 1988, Priestley y Park 1987, Ghobarah y Ali 1988 y Saidi et al. 1988 (Dicleli y Bruneau, 1996).

Las luces de puentes simplemente soportadas se asumen estan soportadas por apoyos articulados en uno de los extremos y por un apoyo de expansión en el otro extremo. Para puentes continuos, apoyos articulados se asumen que existen en uno de los estribos, y apoyo de expansión en el otro, y las columnas son asumidas como formando pórticos continuos dentro de las vigas. La superestructura en la mayoría de estos puentes se soportan por apoyos deslizantes de acero.

El tipo articulado de tales apoyos se muestra en la figura 2.1. El tipo expansión es cercanamente idéntico pero sin barras de impedimento al desplazamiento longitudinal.

En consecuencia, primero se asume que el daño de los apoyos es inaceptable, las expresiones analíticas para los periodos fundamentales, las fuerzas en los apoyos inducidas sísmicamente y los momentos en las columnas en ambas direcciones son introducidas a través del desarrollo de la metodología. Luego, se asume que el daño estable para apoyos es posible y aceptable, como seria el caso si pernos anclados de apoyos deslizantes rompieran durante un sismo. Esto permitiría que la estructura deslizara sobre los apoyos en los estribos. Una gráfica de los desplazamientos deslizantes en estos soportes como función de los parámetros de un puente simple, Dicleli y Bruneau (1995b), son luego usados para derivar expresiones analíticas para los momentos en las columnas.

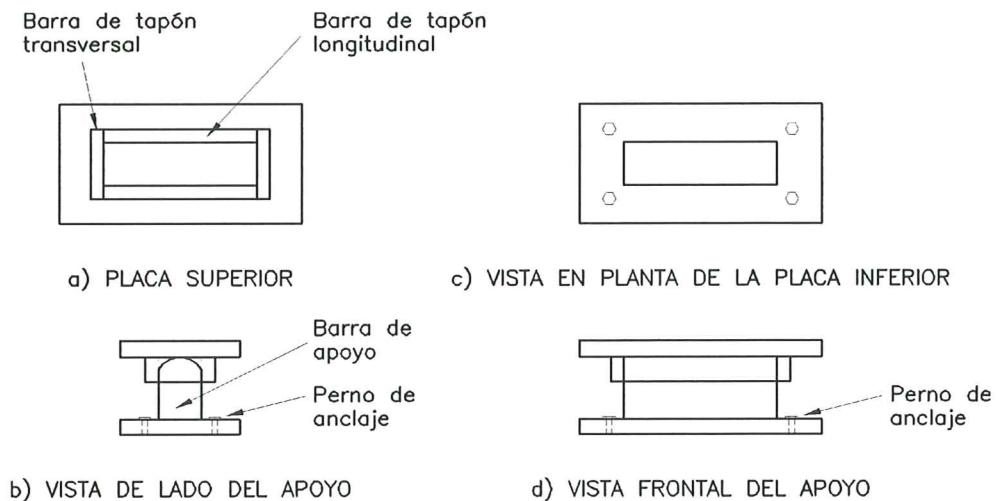


Figura 2.1. Tipos de apoyos fijos al deslizamiento Dicleli y Bruneau (1996).

Usando estudios previos, Dicleli 1993; Dicleli y Bruneau (1995a, 1995b), desarrollaron una metodología para una evaluación sísmica rápida y una clasificación de los puentes carreteables de acero.

Conceptos básicos del método

En la metodología propuesta, un “índice de clasificación”, IR , se usa para identificar y clasificar los puentes mas necesitados a ser reforzados. Esto se define basado en la relación entre la importancia del puente y la vulnerabilidad, tal que se expresa mediante dos variables: el “índice de importancia del puente”, I_i , y el “índice total de daño”, I_d , del puente.

El índice de importancia varia entre 0 y 1 como una función del impacto del daño sobre aspectos sociales, económicos y prácticos del problema. La importancia del puente se evalúa mediante la consideración de todas las consecuencias de su relación perdidas/daño sobre el sistema de carreteras y la comunidad local, la habilidad para proveer servicios de emergencia, la relación defensa/seguridad nacional de la red y todas las actividades de recuperación post-terremoto en el área afectada.

La relación del costo de reparación o reemplazamiento respecto al costo de reestructuración o reparación sísmica es otro aspecto importante contenido en el índice de importancia.

El procedimiento seguido para clasificar los puentes según su importancia es bien definido, CALTRANS 1992, y no necesita ser modificado. En resumen, puentes con índice de importancia de 0 son aquellos para los cuales las consecuencias de

fallas son aceptables, puentes con índice de importancia de 1 son aquellos cuyas pérdidas son inaceptables, en el peor de los casos, necesitan ser reestructurados si son deficientes.

El índice de daño total, I_d , de un puente es una función de los índices de daño de sus diferentes componentes. Los índices de daño de los componentes reflejan la habilidad de los diferentes tipos de componentes estructurales a resistir sismos probables de ocurrencia en un sitio dado con una probabilidad de excedencia preseleccionada.

Los índices de daño son expresados como la relación “*Demand/Capacidad*” de los componentes del puente ; menores valores de 1 indican que la correspondiente componente es improbable a la falla durante el sismo, mientras valores mayores a 1 denotan posible falla.

Obviamente, las componentes del puente que pueden potencialmente ser dañadas durante un sismo varía dependiendo del tipo de puente. Para los puentes de acero, tres tipos de índice de daño del componente pueden ser considerados.

Estos son :

- El índice de ancho de apoyo, I_{sw}
- El índice de daño del apoyo, I_{hd}
- El índice de daño de la columna, I_{cd} .

Estos índices se describirán en detalle en los siguientes numerales.

Los índices de daño de componentes, como los estribos y fundaciones no fueron considerados, pero podrían ser fácilmente incluidos en la metodología propuesta. La fundación y la licuefacción ha sido desarrollada por otros investigadores. Puentes curvos y sesgados tampoco han sido considerados.

2.3.1. Índice de ancho de asiento

Puentes simplemente apoyados y puentes continuos. Para este tipo de puentes el índice de ancho de apoyo esta definido en las dos direcciones, en la longitudinal y la transversal.

En la dirección transversal, se define como:

$$I_{swT} = \frac{(u_s + 50)}{SWT} \quad (2.9)$$

Donde u_s es igual al desplazamiento al deslizamiento transversal de la estructura del puente en mm cuyo apoyo pudo haber sido dañado, y se obtiene de la figura 2.2.

usando la aceleración pico del terreno en el sitio de interés; y SWT es igual al ancho del apoyo (mm) medido en la dirección transversal del extremo del apoyo externo al extremo del estribo. Una longitud adicional de 50 mm se dá en la ecuación para prever que el daño ocurra en la parte sin deslizamiento del estribo cuando la superestructura se desliza.

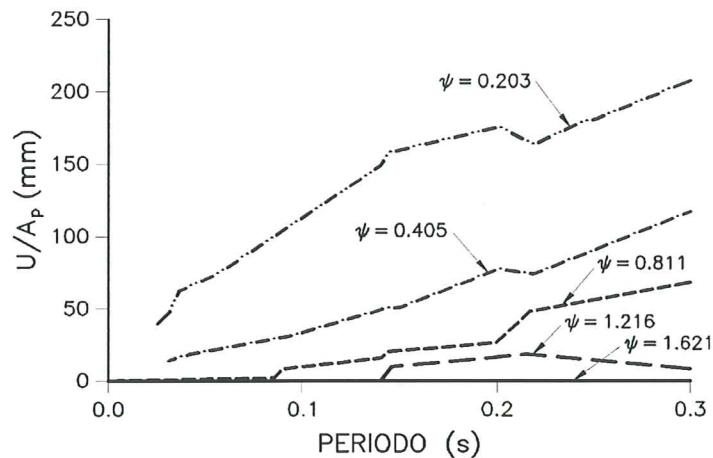


Figura 2.2. Desplazamiento de deslizamiento por la aceleración pico del terreno en %g en función del periodo para varios valores de ψ (medidas correspondientes a sismos del oeste de los Estados Unidos), Dicleli y Bruneau (1996).

En la dirección longitudinal, el movimiento del tablero esta restringido por las paredes de los estribos en los dos extremos. Por lo tanto, al no consider las deformaciones de los estribos, el desplazamiento debido al deslizamiento del puente no puede ser mayor que el ancho de la junta de expansión, EJW . En consecuencia, el índice de ancho de apoyo en la dirección longitudinal se define por la siguiente ecuación:

$$I_{SWL} = \frac{u_s + 50}{SWL} \leq \frac{0.84 L_T + 50}{SWL} \quad (2.10)$$

Donde el termino $0.84 L_T$ es igual a EJW , en mm, obtenido asumiendo conservativamente un diferencial de temperatura de 70 grados $^{\circ}\text{C}$, Dicleli y Bruneau (1995b); L_T es igual a la longitud total, extremo a extremo del puente, dada en metros; y SWL es el ancho de apoyo, en mm, medido en la dirección longitudinal de la línea central de los apoyos al extremo del estribo.

Note que un parámetro considerando la deformación de los estribos puede ser añadida a la anterior ecuación si tales deformaciones son esperadas.

La figura 2.2., clave para el calculo de este índice, se construyó usando un número de sismos del oeste de los Estados Unidos y es usado para obtener el desplazamiento al deslizamiento de los puentes. En esta figura, en el eje vertical se presenta el desplazamiento al deslizamiento, U , normalizado para la aceleración pico del terreno, expresada como un porcentaje de la gravedad, A_p , y en el eje horizontal esta el periodo fundamental. Cada línea corresponde a una relación adimensional, ψ , igual a la resistencia al deslizamiento de una estructura dada, F_s , dividida por el producto de su masa modal efectiva, M_{ef} , y la aceleración pico del terreno, A_p .

Para puentes simplemente apoyados de una sola luz y puentes continuos, el valor ψ esta dado por :

$$\psi = \frac{8 W_f \mu_f}{\pi^2 A_p} \quad (2.11)$$

Donde, W_f es el porcentaje del peso de la estructura transferida a todos los soportes donde la resistencia a la fricción existe; y μ_f es el coeficiente de fricción. Note que el producto de W_f y μ_f es igual a la relación de F_s sobre el peso total de la estructura.

La figura 2.2. es obviamente útil solamente si la aceleración pico del sitio es mayor que la aceleración mínima pico del terreno requerida para producir deslizamiento.

Para puentes simplemente apoyados de luces simples o continuos, estas mínimas aceleraciones pico requeridas para producir deslizamiento, expresadas según Dicleli y Bruneau (1995a) como una fracción de la gravedad tanto para la dirección longitudinal y transversal de las excitaciones sísmicas son:

$$A_p = \left(\frac{\pi^2}{8 \beta} \right) W_f \mu_f \quad (2.12)$$

Donde β es la relación de aceleración espectral S_a a la aceleración pico del terreno A_p .

Para puentes simplemente apoyados de luz simple el peso total de la estructura es transferido a los estribos. Por tanto, W_f es 1.0 para el deslizamiento en la dirección transversal pero solamente es 0.5 para el deslizamiento en la dirección longitudinal ya que estos puentes están diseñados para moverse libremente en uno de sus dos extremos en esta dirección. Para puentes continuos, alguna fracción del peso es transferida a las columnas y, por tanto W_f está en función del número de columnas por pila en la estructura. Sin embargo, puede ser calculada aproximadamente mediante la consideración de peso tributario transferido a los apoyos donde puede ocurrir deslizamiento.

Para obtener el “índice de ancho de apoyo” para este tipo de puentes, los periodos fundamentales elásticos en la dirección longitudinal y transversal de la estructura puede primero ser calculado usando respectivamente :

$$T_1 = \sqrt{\frac{2mL_T^2}{\frac{\pi^2 EI_D}{2L_T} + \frac{L_T^2}{\pi^2} \sum_{i=1}^{n_{es}} K_{cT_i} \left(\operatorname{Sen} \frac{\pi x_{ci}}{L_T} \right)^2 + K_{b0} \left(1 - \frac{1}{(3EI_D / L_T K_{b0}) + 2} \right)^2}} \quad (2.13)$$

$$T_1 = \sqrt{\frac{4\pi^2 mL}{3EA_D} \left[1 + \frac{EA_D}{LK_{bL}} \left(3 - \frac{1}{(EA_D / LK_{bL}) + 1} \right) \right]} \quad (2.14)$$

En la anterior ecuación :

m = masa total.

L_T = Longitud total del puente, de extremo a extremo.

E = Módulo de elasticidad del acero.

A_D = Área de la sección transversal de la losa y vigas de la superestructura, usando una transformación de acero que utiliza una relación modular de 9.

I_D = Momento de inercia de la superestructura compuesta del puente, considerando la sección compuesta de la losa de concreto y las vigas de acero.

n_{es} = Número de columnas por grupo.

K_{cT_i} = Rigidez transversal del grupo de columnas i localizadas en la dirección x_{ci} del soporte.

K_{bL} y K_{b0} = Rigidez longitudinal y transversal del grupo de apoyo que están localizadas en el soporte y se expresan según Dicleli y Bruneau (1995) como :

$$K_{bL} = \sum_{i=1}^{n_b} k_{bLi} \quad (2.15)$$

$$K_{b0} = \sum_{i=1}^{n_b} k_{bLi} l_{bi}^2 \quad (2.16)$$

Donde :

n_b = Número de apoyos

k_{bLi} = Rigidez longitudinal

l_{bi} = Distancia al centro de línea, eje centroidal, de la cubierta del puente para el apoyo i .

K_{b0} = Es cero en el caso de condición de daño del apoyo. Luego la figura 2.2. ha sido hecha con base en esta condición.

Sin embargo si la distancia entre el apoyo articulado final y su estribo es considerablemente mas pequeña que la requerida para que no exista deslizamiento ; el ingeniero puede desear ajustar el valor de u_s en concordancia con los principios de disipación de energía, Dicleli y Bruneau (1995a). En lo referente con el extremo del estribo donde existe deslizamiento ; esto se evita por medio de la expresión (2.10.).

También, las columnas de acero de puentes continuos con superestructura compuesta de una losa apoyada sobre vigas de acero, debido a su relativa pequeña rigidez en comparación con la rigidez de la superestructura, contribuyen insignificanteamente a la resistencia sísmica y al impedimento de las deformaciones laterales inducidas sísmicamente, Dicleli y Bruneau (1995a, 1995b).

Por lo tanto, en el cálculo del periodo fundamental en la dirección transversal de estos puentes, el segundo término en la ecuación (2.13), el cual representa la contribución de la rigidez de las columnas puede ignorarse. Este comportamiento interesante es completamente diferente en puentes de acero apoyados simplemente con múltiples luces donde la rigidez de las columnas juegan un importante papel.

En el caso de apoyos rígidos, entonces, la rigidez longitudinal de la superestructura es grande, el periodo fundamental en la dirección longitudinal es obviamente muy pequeño y puede no ser necesario calcularlo si un espectro de diseño conservativo tomando una región de aceleración constante en periodos bajos es usado.

Sin embargo, la metodología expuesta considera la forma espectral como cierta, con su incremento de nivel de aceleración en periodos bajos, esto tiene un considerable impacto sobre las conclusiones de una evaluación sísmica o de un estudio de valoración de la vulnerabilidad en periodos bajos.

En resumen, para determinar el “índice de ancho de apoyo” en este caso, la secuencia a seguir es:

1. Calcular los periodos usando las expresiones (2.13) y (2.14).
2. Obtener β en ambas direcciones de un espectro de diseño o un espectro desarrollado específicamente para el sitio bajo consideración.
3. Obtención de la aceleración pico del terreno en el sitio, A_{ps} , como una fracción de la gravedad de un mapa sísmico o de información específica del sitio.
4. Determine el coeficiente de fricción para los apoyos de los estribos considerando la condición del estribo y del tipo de apoyo.
5. Use (2.12) para obtener A_p , requerido para el deslizamiento en las dos direcciones ortogonales.

6. Si $A_p > A_{ps}$, tomar u_s como cero, de otra manera, calcule ψ por medio de la expresión (2.11) y obteniendo u_s de la figura 2.2.
7. Reemplazando el valor de u_s obtenido para la dirección transversal y longitudinal respectivamente, en (2.9) y (2.10) puede obtener el “índice de ancho de base en ambas direcciones ortogonales”.

El mayor de estos valores corresponde al índice de ancho de base, I_{sw} de la estructura.

Es de resaltar que los apoyos se asumen estar dañados, y por tanto sus esfuerzos no son considerados para el cálculo del índice de ancho de apoyo. La razón de esto se verá claramente a través de los procedimientos seguidos para todos los índices de daño.

Puentes simplemente apoyados con múltiples luces. Para este tipo de puentes, el índice de ancho será :

$$I_{sw} = \left(\frac{SW_i}{SWL_i} \right)_{MAX} \quad (2.17)$$

Donde SWL_i es igual al ancho en mm del asiento del apoyo correspondiente al soporte que tiene expansión restringida en el extremo, medida desde la línea central del apoyo al soporte extremo en la junta de expansión i y SW_i es el mínimo ancho de apoyo requerido en mm, definido mediante el menor resultado obtenido de las dos siguientes expresiones de Dicleli y Bruneau:

$$SW_i = 50 + 0.84(L_T + L_i) \quad (2.18)$$

$$SW_i = 50 + 0.84L_i + \left(30 - \frac{L_{i-1} + L_i}{10} \right)h_{ci-1} + \left(30 - \frac{L_i + L_{i+1}}{10} \right)h_{ci} \quad (2.19)$$

Donde :

h_{ci} = Altura de la columna i

L_i y L_{i+1} = Longitud de las dos luces adyacentes apoyadas por una columna.

L_T = Longitud total del puente.

La relación SW_i a SWL_i es calculada para cada junta de expansión, y el máximo de estos valores define el “índice de ancho del asiento”.

2.3.2. Índice de daño de apoyo

Puentes simplemente apoyados de luces simples o de luces continuas. El índice de daño para apoyos en este tipo de puentes esta dado por :

$$I_{bd} = \frac{B_r}{B_{rc}} \quad (2.20)$$

La demanda de la fuerza de apoyo se define por la siguiente ecuación :

$$B_r = \sqrt{(C_1 b_{ry})^2 + (C_1 b_{rxy} + C_2 b_{rx})^2} \quad (2.21)$$

Donde :

C_1 y C_2 = corresponden a factores que consideran la ocurrencia simultánea de excitaciones sísmicas en ambas direcciones ortogonales y a su vez para tener en cuenta la incertidumbre de la dirección del sismo.

b_{ry} y b_{rxy} = son respectivamente las fuerzas de los apoyos en las direcciones transversal y longitudinal producidas por la excitación sísmica en la dirección transversal y estan expresadas mediante :

$$b_{ry} = \frac{4\beta A_p}{n_b} \left[\frac{m}{\pi^2} + \frac{K_{b\theta}}{(L_T \omega_1)^2} \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{3EI_D}{L_T K_{b\theta}} \right) + 2} \right) \right] \quad (2.22)$$

$$b_{rxy} = \frac{4\beta A_p}{L_T \omega_1^2} \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{3EI_D}{L_T K_{b\theta}} \right) + 2} \right] l_{be} k_{bL} \quad (2.23)$$

y b_{rx} es la fuerza en el apoyo en la dirección longitudinal producida por la excitación sísmica en la dirección longitudinal y se expresa como :

$$b_{rx} = \left[\frac{3(2 + (L_T K_{bL} / EA_D))^2}{(3 + 2(L_T K_{bL} / EA_D))^2 + 3} \right] \frac{m\beta A_p}{n_b} \quad (2.24)$$

En las ecuaciones anteriores l_{be} es la distancia del apoyo exterior a la línea central de la superestructura del puente, y ω , igual a la frecuencia circular fundamental en dirección transversal ; los restantes términos han sido definidos previamente.

Es de resaltar que las fuerzas de los apoyos producidos por la excitación sísmica en la dirección transversal son resultado de dos fuerzas componentes mostradas en la figura 2.3.

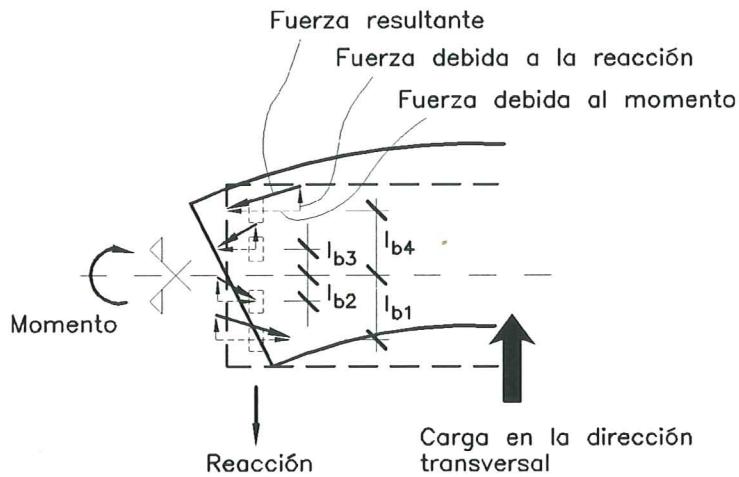


Figura 2.3. Fuerzas en los apoyos debido a la carga en la dirección transversal
Dicleli y Bruneau (1996).

La primera componente se produce por la reacción en el soporte y orientada en la dirección transversal, b_{ry} . La otra componente se produce mediante el momento de soporte interplano y orientada en la dirección longitudinal, b_{rx} . El resultado es la suma vectorial de estas fuerzas.

El tomar en cuenta las excitaciones sísmicas bidireccionales, dos casos de carga son considerados para obtener la demanda de fuerza de apoyo. Para el primer caso C_1 y C_2 son respectivamente tomados como 1.0 y como 0.3, y para el segundo caso son tomados como 0.3 y 1.0 (FHWA, 1987). El mayor resultado de estas dos cargas es el usado para determinar el “índice de daño de apoyo”.

La capacidad del tradicional tipo de apoyo se asume gobernada por la capacidad a cortante de los pernos anclados. En consecuencia, la capacidad del apoyo

se define como :

$$B_{rc} = n_{ab} A_{ab} \tau_y \quad (2.25)$$

Donde, τ_y , A_{ab} y n_{ab} corresponden al esfuerzo cortante, área y número de pernos anclados. Sin embargo, otros modos de falla local probablemente no pueden ser dejados pasar.

De aquí, que el procedimiento ha seguir para determinar el índice de daño del apoyo es el siguiente :

1. Calcular los periodos fundamentales en las direcciones longitudinales y transversales usando las ecuaciones (2.13) y (2.14).
2. Obtener β en las dos direcciones ortogonales.
3. Obtener A_{ps} como fracción de la gravedad.
Calcular las fuerzas de los apoyos debidas a las excitaciones sísmicas en ambas direcciones ortogonales, mediante las ecuaciones (2.22), (2.23) y (2.24).
4. Reemplazar estas fuerzas en la ecuación (2.21) para obtener la demanda de la fuerza de apoyo.
5. Determinar la capacidad del apoyo usando (2.25).

El índice de daño del apoyo de la estructura es la demanda de fuerza del apoyo dividida por la capacidad de fuerza del apoyo.

Puentes simplemente apoyados de múltiples luces. En el caso de puentes simplemente apoyados de luces continuas, debido a la falta de linealidad en los resultados producida por la colisión de los componentes de la superestructura adyacentes en la dirección longitudinal aún en la ausencia de la falla de los apoyos, las expresiones analíticas simples para determinar la demanda de la fuerza del apoyo no pueden obtenerse. Sin embargo, es generalmente aceptado que el impacto puede producir altas fuerzas en los apoyos y dañarlos. En consecuencia, la capacidad de los apoyos conservativamente se asume limitada por la aceleración pico del terreno, A_{pc} , requerida para colisionar las columnas articuladas a la losa (la superestructura conectada a la columna de la pila mediante apoyos articulados) y esta definida por:

$$A_{pc} = \frac{n_c k_{cl} EJW}{\beta m_D g} \left(1 - \frac{P_D}{k_{cl} h_c} \right) \quad (2.26)$$

Donde :

- k_{cl} = Rígidez en la dirección longitudinal.
- h_c = Altura de la columna.
- P_D = Fuerza axial en la columna debido a la carga muerta de la estructura.
- n_c = Número de columnas en la pila.
- m_D = Masa de la superestructura articulada a la columna de la pila.

El índice de daño de apoyo para puentes simplemente apoyados de luces continuas se define luego como la relación entre la aceleración pico del sitio y la aceleración pico del terreno requerida para la colisión :

$$I_{bd} = \frac{A_{ps}}{A_{pc}} \quad (2.27)$$

Para el índice de daño del apoyo en este caso, se recomienda considerar la columna articulada a la superestructura adyacente a la junta de expansión más estrecha, o si los EJW_s son idénticos, a la luz con la mayor longitud..

También, el periodo de la columna articulada a la losa, necesario para determinar β es :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m_D}{K_{cl}}} \quad (2.28)$$

Donde :

K_{cl} = corresponde a la rigidez del grupo de columnas obtenida sumando la rigidez de las columnas.

2.3.3. Índice de daño de las columnas

Basados en varios casos de estudio y en conceptos de diseño por capacidad, se han observado que las fallas por cortante inducidas sísmicamente en las columnas de acero en el tipo de puentes considerados hasta el momento son poco probables, contrario a lo que se ha observado en las columnas de concreto reforzado. En consecuencia, solamente el efecto de fuerzas de flexión y axial son considerados aquí. Conservativamente, usando una relación de interacción de momento biaxial lineal, el índice de daño de la columna se define como la suma de las relaciones de las

demandas de momentos sísmicos de las columnas a sus capacidades a flexión en ambas direcciones ortogonales :

$$I_{cd} = \frac{C_1 M_{ey} + C_2 M_{eyx}}{M_{ay}} + \frac{C_1 M_{exy} + C_2 M_{ex}}{M_{ax}} \quad (2.29)$$

Esta capacidad a la flexión puede obtenerse mediante la ecuación de iteración - estabilidad (Duan y Chen (Dicleli y Bruneau (1996)), y las columnas de acero del puente se asumen, conservativamente, fallando tan rápido como la capacidad que se delimita en la curva de interacción obtenida estáticamente (Dicleli y Bruneau, 1995).

M_{ey} y M_{eyx} son las demandas de los momentos sísmicos transversales, incluyendo efectos de segundo orden, debido a la excitación sísmica en la dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

M_{ex} y M_{exy} corresponden a las demandas de los momentos sísmicos longitudinales debido a la excitación sísmica en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

El mayor de los índices de daño de la columna es el resultado de los dos casos de carga considerados para las excitaciones sísmicas bidireccionales (por ejemplo $C_1 = 1.0$, $C_2 = 0.3$ y $C_1 = 0.3$, $C_2 = 1.0$).

Puentes continuos. Para puentes continuos, los momentos sísmicos en las columnas están determinados por los desplazamientos de la losa en los puntos donde están conectadas las columnas. Por tanto, el índice de daño de un puente teniendo columnas de idéntico tamaño y altura en cada pila solamente necesita ser calculado en las columnas cercanas a la mitad de la luz. Ya que estas tienen mayor desplazamiento en la dirección transversal y mayores momentos sísmicos. En otros casos, cada grupo de columna debe ser chequeada separadamente.

Para calcular el “índice de daño de la columna” para la condición de apoyo que no sufre daño, solamente es necesario considerar la respuesta en la dirección transversal ; en la dirección longitudinal, la rigidez de la losa, superestructura, es relativamente alta por lo que las deformaciones y los momentos sísmicos de las columnas pueden no tener importancia. En este caso, M_{ey} , M_{ex} y M_{eyx} son cero y la demanda del momento sísmico transversal, M_{ey} es :

$$M_{ey} = \frac{4\beta}{\pi \omega_1^2} \frac{A_p}{Sen} \left(\frac{\pi x_c}{L_T} \right) \left(k_{ct} h_c + P_D \right) \quad (2.30)$$

Donde, k_{ct} equivale a la rigidez transversal de la columna, y el índice de daño de la columna esta dado directamente por la expresión (2.29). Sin embargo, si los apoyos están dañados, la losa puede deslizarse y producir momentos sísmicos en ambas direcciones, la transversal y la longitudinal. Por lo tanto, el cálculo del índice de daño

de la columna para las condiciones de daño del apoyo, requiere :

1. Calcular la rigidez y la capacidad a flexión de la columna en ambas direcciones ortogonales.
2. Usar (2.13) y (2.14) para calcular los periodos fundamentales en las direcciones transversal y longitudinal asumiendo cero para la rigidez rotacional del grupo de apoyos.
3. Usar estos periodos para determinar el valor β en las dos direcciones ortogonales.
4. Obtener A_{ps} como un porcentaje de la gravedad.
5. y 6.) Obtener A_p para deslizamiento en ambas direcciones ortogonales usando la ecuación (2.12).

Luego, dependiendo de la magnitud de A_p , los siguientes cuatro casos pueden surgir :

1. Si $A_p > A_{ps}$ en ambas direcciones, luego u_s es 0, y se continua con el procedimiento para la condición de apoyo sin daño para calcular el índice de daño de la columna.
2. Si $A_p > A_{ps}$ en la dirección transversal y si $A_p < A_{ps}$ en la dirección longitudinal, usar (2.30) para calcular la demanda del momento sísmico en la dirección transversal. Posteriormente, determinar u_s de la figura 2.2. para la dirección longitudinal y calcular la demanda de momento sísmico longitudinal como :

$$M_{exo} = u_s (k_{cl} h_c + P_D) \leq \frac{0.84 L_T}{1000} (k_{cl} h_c + P_D) \quad (2.31)$$

Donde, el límite máximo se obtiene conociendo que el desplazamiento por deslizamiento para el puente en la dirección longitudinal se restringe por EJW del puente (por ejemplo $0.84L_T$).

3. Si $A_p < A_{ps}$ en la dirección transversal y $A_p > A_{ps}$ en la dirección longitudinal, ignorar la respuesta en la dirección longitudinal, obtener u_s de la figura 2.2. para la dirección transversal, y calcular la demanda del momento sísmico transversal como :

$$M_{ey} = \left(u_s + \frac{\pi \mu_f \omega_f}{2m\omega_1^2} \operatorname{Sen} \frac{\pi x_c}{L} \right) (k_{cl} h_c + P_D) \quad (2.32)$$

4. Si $A_p < A_{ps}$ en ambas direcciones ortogonales obtener u_s en ambas direcciones ortogonales y luego reemplazar en (2.31) y (2.32) para calcular la demanda de momento sísmico transversal y longitudinal.

Puentes simplemente apoyados de múltiples luces. Los análisis de valores propios para puentes simplemente apoyados de múltiples luces muestran que sus períodos fundamentales transversales están gobernados por las pilas, generalmente conformadas por columnas que tienen la mayor contribución de relación masa a rigidez de columna.

Este período puede ser aproximadamente cercano al real cuando la pila se analiza como parte de un puente simplemente apoyado de dos luces tomando la rigidez rotacional como cero en los apoyos de los estribos. Esto es de esperarse siempre y cuando el puente simplemente apoyado de múltiples luces sea una estructura discontinua, no hay continuidad rotacional entre dos luces adyacentes.

Si un puente cuenta con columnas de idéntico tamaño y altura en cada pila, las dos luces adyacentes con la mayor longitud promedio y las respectivas columnas de soporte serán seleccionadas. De otra manera, las columnas en cada pila deberán ser consideradas separadamente y el mayor índice de daño será el seleccionado.

En un puente simplemente apoyado de múltiples luces sujeto a excitación sísmica en la dirección transversal, las columnas exteriores de cualquier grupo de columnas dado son las más vulnerables debido a su alto momento sísmico longitudinal resultado de la rotación de cuerpo rígido de la columna articulada a la losa. Por lo tanto, estas columnas exteriores son consideradas para el cálculo del índice de daño de la columna.

Usando la masa total de las dos luces adyacentes y la rigidez en la dirección transversal y longitudinal de las columnas que la soportan, el período fundamental transversal de la estructura es :

$$T_1 = \sqrt{\frac{4\pi^2 m}{3\left(K_{cT} + \frac{K_{b\theta}}{L_1^2} + \frac{K_{c\theta}}{L_2^2}\right)}} \quad (2.33)$$

Donde, L_1 y L_2 corresponden a las dos luces adyacentes seleccionadas con columnas conectadas a la luz que tiene una longitud L_2 , y $K_{c\theta}$ como la rigidez torsional de la pila de columnas seleccionada como :

$$K_{c\theta} = \sum_{i=1}^{n_e} k_{cL} d_{ci}^2 \quad (2.34)$$

Donde, d_{ci} es la distancia de la columna i al eje central de la losa o superestructura del puente. Usando el período calculado, el correspondiente β , y A_{ps} el momento de

demandas sísmicas debidas a la excitación sísmica en la dirección transversal están dadas por :

$$M_{ey} = \frac{3\beta}{2\omega_1^2} \frac{A_p}{\omega_1^2} \beta_{my} k_{cT} h_c \quad (2.35)$$

$$M_{exyi} = \frac{3\beta}{2L_2 \omega_1^2} \frac{A_p}{\omega_1^2} \beta_{mxy} k_{cL} h_c d_{ci} \quad (2.36)$$

Donde β_{my} y β_{mxy} corresponden a los factores de magnificación de momento tomando en cuenta momento sísmico de segundo orden en la dirección transversal y longitudinal resultado del desplazamiento transversal y de la rotación torsional de la pila de las columnas debido a la excitación sísmica en la dirección transversal.

Es de resaltar que si la colisión ocurre entre las losas de junta de expansión debida a la rotación relativa de las luces adyacentes, luego (2.35) y (2.36) pueden no dar resultados correctos.

Sin embargo, en la mayoría de los casos, las columnas de acero están expuestas probablemente a severos daños antes de ocurrir el impacto. Por lo tanto, la ecuación deducida puede generalmente ser usada para calcular los momentos sísmicos de las columnas.

En la dirección longitudinal debido a los resultados no lineales de la colisión de las componentes de la superestructura adyacentes, el comportamiento sísmico de estos puentes viene a ser muy complejo.

Sin embargo, si los apoyos no sufren daño como consecuencia de los impactos, los desplazamientos tan grandes como la suma de EJW en uno o el otro lado de la columna bajo consideración pueden posiblemente desarrollarse. Por lo tanto, el máximo posible momento sísmico longitudinal para k_h columna se define como :

$$M_{ex} = \max \left\{ \sum_{i=1}^k EJW_i, \sum_{i=k+1}^{n_{ej}} EJW_i \right\} (k_{cL} h_c + P_D) \quad (2.37)$$

Donde :

n_{ej} = Número de juntas de expansión.

EJW_i = Ancho de la junta de expansión i .

Los restantes términos ya han sido definidos previamente.

2.3.4. Índice de daño total de la estructura

Una vez estudiado los índices de daño de las componentes, se pasa a la determinación del índice de daño total de la estructura :

Puentes simplemente apoyados de luz simple. Los apoyos son los componentes más vulnerables en este tipo de puentes. Afortunadamente, el daño de estos componentes necesariamente no dà como resultado la falla de la estructura si ellos pueden mantener estable la estructura mientras se desliza, como el caso aquí considerado. Sin embargo, las consecuencias de estos daños pueden ser estimados. Entonces, el índice de daño total de la estructura, I_d , se define considerando uno de los dos siguientes casos posibles:

1. Si los apoyos no sufren daño ($I_{bd} < 1.0$) el índice de daño de la estructura se define como el menor valor de los apoyos dañados o de “los índices de ancho de asiento”.
2. Si los apoyos sufren daño ($I_{hd} > 1.0$) el índice de daño de la estructura solamente se define por el “índice de ancho de asiento” de la estructura.

El primero de los dos casos anteriores merece una explicación adicional. Consideremos dos puentes A y B, con idéntico “índice de daño de apoyo” de 0.7 pero con “índice de ancho de asiento” de 1.4 y 0.5 respectivamente. En el caso del puente A, los apoyos probablemente no fallen y la estructura es poco probable que deslice.

Por lo tanto un “índice de ancho de asiento” mayor de 1.0 no tiene ningún daño, y el “índice de daño de apoyo” es seleccionado como el “índice de daño” total para el puente A.

En el caso del puente B, el “índice de daño de asiento” es más pequeño que el “índice de daño de apoyo”, indicando que el puente es incluso “seguro”.

Tabla 2.1. Comparación entre los índices de ancho de asiento e índices de daño de apoyo para los puentes A y B.

I	A	B
$I_{Ancho\ de\ asiento}$	1.4	0.5
$I_{Daño\ apoyo}$	0.7	0.7

Por lo tanto, “el índice de ancho” es “el índice de daño total” adecuado en el último de los casos.

Puentes continuos. Los apoyos y columnas son los componentes más vulnerables de los puentes continuos. El daño de las columnas puede resultar en la falla total de la estructura, pero el daño de los apoyos no tiene significativas consecuencias a menos que la estructura deslice excesivamente.

Cuando ocurre el deslizamiento, la estructura puede caerse o desprenderse de sus apoyos si no existe un adecuado ancho de asiento, o las columnas pueden ser dañadas debido a los grandes desplazamientos en las localizaciones de las columnas producidos por la combinación del efecto del deslizamiento y de la deformación elástica de la estructura.

En consecuencia, el índice de daño total, I_d de la estructura se define considerando uno de los siguientes tres de casos posibles:

1. Si $I_{bd} < 1.0$ y $I_{bd} < I_{cd}$ luego $I_d = I_{cd}$.
2. Si $I_{bd} < 1.0$ y $I_{bd} > I_{cd}$ luego las consecuencias del daño de los apoyos deben ser investigadas. En consecuencia, asumiendo que los apoyos son dañados, los índices de ancho de asiento y índice de daño de columna I_{sw}^* y I_{cd}^* son recalculados y el mayor de estos es seleccionado como el índice de daño temporal I_d^* . Luego, el índice de daño total de la estructura se determina considerando uno de los tres siguientes caminos posibles:
 - Si $I_d^* > I_{bd}$ luego $I_d = I_{bd}$
 - Si $I_{cd} < I_d^* < I_{bd}$ luego $I_d = I_d^*$
 - Si $I_d^* < I_{cd}$ luego $I_d = I_{cd}$
3. Si $I_{bd} > 1.0$ luego el I_d es determinado como el mayor valor entre I_{cd} o I_{sw} .

En el primero de los casos, “el índice de daño de columna” es mayor que el “índice de daño de los apoyos” y los apoyos no sufren daños, la falla de la estructura puede ser solamente resultado del daño de la estructura, y por lo tanto el “índice de daño de columna” es el “índice de daño total de la estructura”.

El segundo caso es explicado mediante el siguiente ejemplo. Considerando dos puentes, A y B, con idéntico índice de daño de apoyo y columna de 0.95 y 0.60, respectivamente. Al ser iguales los índices se puede decir que son igualmente vulnerables, si las consecuencias del daño de los apoyos no es tenida en cuenta.

Tabla 2.2. Comparación entre índices de daño de apoyo e índices de daño de columna en los puentes A y B.

I	A	B
$I_{daño apoyo}$	0.95	0.95
$I_{daño columna}$	0.60	0.60

Si se asume que el puente tiene un bajo coeficiente de fricción en los apoyos, entonces puede esperarse un gran desplazamiento por deslizamiento en el apoyo, y si el puente B se asume con un coeficiente de fricción grande en los apoyos es de esperarse un deslizamiento pequeño o menor en los apoyos. Asumiendo que los apoyos son dañados, los índices de ancho de asiento y daño de la columna recalculados fueron 1.4 y 1.1 para el puente A y 0.4 y 0.8 para el puente B, respectivamente.

Tabla 2.3. Valores de índice de ancho de asiento e índice de daño de columna para los dos puentes A y B.

I	A	B
I Ancho de apoyo	1.4	0.4
I Daño columna	1.1	0.8

Para el puente A, el índice de daño temporal es mayor que 1.0, el resultado de daño de los apoyos es la falla total de la estructura. Consecuentemente, los apoyos son elementos funcionales del puente, y por lo tanto el “índice de daño de los apoyos” es el seleccionado como el índice total de daño.

Para el puente B, la consecuencia del daño de los apoyos es solamente el incremento del riesgo de daño de la estructura de 0.6 a 0.8. En consecuencia, el índice de daño temporal es seleccionado como el índice de daño total de la estructura.

Es de resaltar que, en algunas ocasiones, el deslizamiento puede producir desplazamientos más pequeños en las ubicaciones de las columnas que aquellos producidos mediante la deformación elástica de la estructura antes del daño de los apoyos. Esto puede suceder si el movimiento del terreno tiene un alto contenido frecuencial o una relación A_p/V_p .

El tercer elemento de este segundo caso demuestra o menciona este particular aspecto de comportamiento.

En el tercer resultado de los tres casos, el comportamiento de la estructura se considera después que los apoyos han sufrido daño. En este caso, la estructura puede conseguir dañarse si esta cae de los apoyos o si las columnas son dañadas. Por lo tanto, el índice de daño total de la estructura se determina mediante el mayor índice entre el de ancho de asiento y índice de daño de la columna.

Puentes simplemente apoyados de múltiples luces. En el caso de puentes simplemente apoyados de múltiples luces, el daño de los apoyos sobre las columnas puede crear una estructura inestable y dar como resultado el fallo de la estructura. Un ancho inadecuado de los apoyos y de la capacidad de las columnas son también igualmente responsables del fallo de la estructura. En consecuencia el mayor valor

entre los respectivos índices : ancho de asiento, daño del apoyo, daño de las columnas ; definirá el índice de daño total.

2.3.5. Alternativa simplificada para el índice de daño total

Un método de evaluación más rápido y conservativo para el índice de daño puede ser tomando el mayor valor entre I_{cd} o I_{sw} como el índice de daño total para cualquier puente en particular, asumiendo que los apoyos siempre serán dañados para sismos severos.

Además, si los apoyos son de un tipo que son incapaces de sufrir cualquier daño de una manera estable, el índice de daño total del puente debe tomarse como el mayor valor entre I_{bd} , I_{sw} y I_{cd} calculados, asumiendo que los apoyos no sufren daño.

2.3.6. Índice de clasificación

La prioridad del reforzamiento sísmico de puentes se basa en el cálculo de un “*Índice de Clasificación*” definido como el producto de la importancia del puente por su índice de daño. En consecuencia un puente con un alto “*Índice de Clasificación*” tendrá una alta prioridad de ser reforzada.

En un primer vistazo, esta investigación parece lógica y adecuada ya que considera importantes temas sociales, que no son estructurales. Esto es similar a otras metodologías existentes. Sin embargo, existe una deficiencia filosófica en su aplicación al no contar con un mecanismo límite para aliviar o mitigar el impacto indebidamente potencial de aspectos sociales dominantes en puentes existentes con adecuado reforzamiento sísmico ya existente.

Para corregir esta inconsistencia y para asegurar que las prioridades perseveran con las necesidades reales, se sugiere que el “*Índice de Clasificación*” sea cero cuando el índice de daño cae bajo un cierto valor, por ejemplo 0 o un valor límite.

Es bueno recordar que los índices de daño calculados usando las ecuaciones anteriores, para el caso en estudio, tomaron el índice de clasificación como función de la aceleración pico del terreno especificada en mapas sísmicos. No obstante, existe siempre un riesgo de que, en cualquier sitio, la aceleración pico del terreno especificada en mapas sísmicos probabilísticos sea excedida. Por lo tanto, el valor límite superior bajo el cual el índice de daño puede asumirse igual a cero debe ser calculado mediante el nivel de riesgo adoptado en mapas sísmicos reales y un riesgo aceptable predeterminado bajo para el nivel límite. Por ejemplo en Norte América, los mapas sísmicos son generalmente construidos asumiendo un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

En el estudio de Diclele y Bruneau (1996) un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años es elegido como nivel de riesgo bajo apropiado para iniciar el mencionado valor límite. Para obtener este valor límite, las relaciones, R_A , de la

aceleración del terreno pico, A_{p5} , para un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años a A_{p10} para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años son obtenidas para varias regiones sísmicas donde la magnitud sísmica M_{10} es mayor que 5.

Estos cálculos son desarrollados usando mapas sísmicos donde cada región se le atribuye un valor de la escala de Richter. Tales resultados deben ser definidos antes de usar el método de Cornell McGuire para desarrollar los mapas de contorno de excedencia de igual probabilidad comúnmente encontrados en los códigos de construcción. Luego, cada R_A es multiplicado por el área de la región y los resultados son sumados. Esta suma se divide por el área total de todas las regiones para obtener un promedio ponderado de las relaciones de aceleración pico. Esto equivale a calcular una exposición de riesgo de aceleración pico del inventario de puentes, asumiendo que el número de puentes en estas regiones sísmicas es proporcional al tamaño de la región. Además, esto también atenúa el impacto de los valores extremos de R_A aplicables solamente sobre zonas sísmicas muy pequeñas.

Por ejemplo, el promedio ponderado, R_{wa} , de la relación de aceleración se obtiene como 1,239 para el oeste de Canadá. Esto muestra que cuando la probabilidad de excedencia se reduce de 10 a 5% en 50 años, la aceleración pico del terreno se incrementa aproximadamente 25%. Consecuentemente, las estructuras con un índice de daño de 0.80 (por ejemplo 1/1,239) se consideran han alcanzado el límite de riesgo de daño. En consecuencia, el índice de clasificación propuesto por Dicleli y Bruneau (1996) es :

$$I_R = \begin{cases} I_i I_d & \text{si } I_d \geq 0.8 \\ 0 & \text{si } I_d < 0.8 \end{cases} \quad (2.38)$$

Es de resaltar que este valor límite puede obtenerse para cualquier otra región sísmica con relaciones de magnitud - frecuencia y aceleración - de atenuación diferentes a las encontradas en el oeste de Canadá, pero el valor límite previamente propuesto es creíble para ser en general un valor razonablemente aplicable .

2.3.7. Comentarios

En este numeral, un método de evaluación sísmica rápida y una metodología de clasificación para puentes de acero ha sido introducida.

- Este método es más complejo, que las otras metodologías existentes que se limitan a un simple reconocimiento de fallas indeseables, las cuales en sismos pasados han demostrado su efecto destructor.
- No obstante, la metodología expuesta se basa en una aproximación cuantitativa que toma ventaja sobre el conocimiento de la respuesta sísmica elástica e inelástica de estos tipos de puentes y dirige el riesgo inherente a todas las zonas de

amenaza sísmica. Contrariamente a otras metodologías existentes, el índice de daño total de la estructura considera el impacto de daño de cada componente sobre la falla indeseable de otros componentes y la estructura como un todo. Un mecanismo límite también se introduce para prevenir el impacto potencialmente indebido de los efectos socialmente dominantes en puentes existentes, con excelente resistencia sísmica.

- También es posible el uso de esta metodología como una evaluación de segundo nivel para estimar el comportamiento sísmico de esta clase de puentes de acero sin necesidad de modelaciones complejas y análisis no lineales. Para este propósito, los simples tipos de respuestas y preguntas de programas de computador pueden ser fácilmente desarrollados usando la metodología presentada.
- Finalmente la metodología descrita puede servir como modelo para el desarrollo de metodologías para otros tipos de puentes.

2.4. HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES PARA LA EVALUACIÓN DEL DAÑO SÍSMICO EN PUENTES

Numerosas herramientas computacionales existen para el calculo del daño sísmico en estructuras, siendo algunas de ellas aplicables a puentes, como :

IDARC

Una manera de evaluar el daño de la estructura es por medio del índice de daño, el cual en el caso de los puentes puede ser calculado mediante una herramienta computacional como lo es el programa IDARC Vs. 3.1. (Park et al. 1987). Siendo el procedimiento seguido para el calculo del índice de daño resumido a continuación :

1. Se sigue el método miembro a miembro para la discretización de las estructuras.
2. El modelo de inelasticidad extendida se aplica a los elementos viga y columna, permitiendo calcular las matrices de rigidez global. Se consideran los efectos uniaxiales exclusivamente, ya que se efectuó un análisis en dos dimensiones. Las deformaciones por cortante han sido consideradas en un sentido equivalente, e incluidas en la evaluación de la rigidez global. Los elementos viga se trabajan como elementos con dos grados de libertad por nudo, en cambio para los elementos de las columnas se considera un grado adicional de libertad axial. Se considera nula la flexibilidad tanto de las losas en su propio plano, como de los nudos de la estructura.
3. Las envolventes de los diagramas momento-curvatura de cada elemento estructural se obtienen, utilizando la integración de la sección transversal del elemento discretizado mediante modelo de láminas. La diferencia entre los

elementos viga y los elementos columna es la carga axial, supuestamente invariable en el análisis, pero considerada en la evaluación de la envolvente de los diagramas $M - \phi$. Por esta razón, antes de efectuar el análisis dinámico no-lineal de las estructuras, es necesario efectuar un análisis estático bajo cargas verticales, con el objeto de estimar los esfuerzos axiales a los que están sometidas las columnas.

4. El modelo histerético a aplicar es la variante al modelo histerético de Park et al. 1987.
5. El método de análisis dinámico no-lineal utilizado es el β de Newmark, aplicando el procedimiento iterativo de corrección del desbalance de fuerzas.
6. El modelo de daño estructural a aplicar utiliza el índice de daño de Park et al. Modificado.

El viaducto de Cypress colapsado durante el sismo de Loma Prieta en 1989 suministro una excelente oportunidad para verificar IDARC en lo referente a la evaluación de daño sísmico de estructuras existentes (Kunnath et al. 1992). La estructura Cypress consiste de una estructura de paso de viga cajón soportada por una serie de 83 pórticos de dos niveles, construido en concreto reforzado.

Once tipos de pórticos fueron usados en la construcción del viaducto. Cincuenta y tres de estos pórticos fueron designados tipo B1, el cual consiste de dos pórticos portal ; uno montado sobre la parte superior del otro. El pórtico superior esta conectado al de abajo mediante mecanismos a cortante (articulaciones). Los pórticos B1 sufrieron el mayor daño y se pudo ver como fallaron de la misma manera a lo largo de toda la vía.

La estructura fue modelada usando una combinación de columnas, paneles de cortante y elementos viga. La región de pedestal fue modelada como una pared a cortante la cual esta independiente. La influencia de las cargas de gravedad sobre la estructura fue simulada mediante la imposición de una carga rampa en la forma de exctación vertical con magnitud de un 1 g.

Capítulo 3

MATRICES DE VULNERABILIDAD DE PUENTES PROPUESTAS POR XUESHEN Y SHUMING

El sismo de Tangshan (Xueshen y Shuming, 1995 y XiZhu et al., 1996) produjo grandes desastres en las edificaciones y en los sistemas de líneas vitales de las poblaciones. Principalmente los puentes y las carreteras fueron afectados a diferentes niveles, llegando incluso a alterar el normal funcionamiento de los sistemas de transporte.

El tráfico sobre las vías principales fue lo más afectado, alcanzando a quedar varias vías fuera de servicio, y en algunos momentos el tráfico sobre otras carreteras, las cuales no habían sido destruidas o habían sido solamente levemente dañadas, se vieron atascadas. Todo esto conllevando considerables pérdidas económicas directas e indirectas.

Luego, basados en los daños y en las perdidas registradas en puentes y carreteras después del sismo de Tangshan, en regiones de diferentes intensidades, matrices de vulnerabilidad para puentes y carreteras fueron obtenidas por Xueshen y Shuming (1995).

Cada matriz esta expresada en función de la intensidad del sismo y del nivel de daño, siendo el rango de intensidades usado de 7 a 11 grados ; y el grado de daño de apenas dañada a devastadora.

3.1. CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS

Cinco clasificaciones de daños son usadas :

1. Apenas dañada
2. Livianamente dañada
3. Dañada
4. Duramente dañada
5. Devastadora

Siendo la descripción de cada uno de estas clasificaciones, para el caso de los puentes, las siguientes (Xueshen y Shuming, 1995) :

1. Apenas dañada.

Puentes que no han sido afectados por la acción del sismo, y por lo tanto pueden funcionar normalmente después del evento.

2. Livianamente dañada.

La estructura principal del puente no sufre daño o pueden presentarse grietas sobre la estructura, el cual pueden afectar la capacidad de carga del puente. Estos puentes pueden funcionar normalmente después de ser sometidos a pequeñas reparaciones.

3. Dañada.

La estructura principal del puente es dañada o localmente dañada. Por lo tanto, las estructuras adicionales son altamente destruidas.

Las columnas y los estribos son suavemente inclinadas y deformadas, existiendo algunas pequeñas grietas en la parte superior de las pilas, y en las conexiones entre pilas y las vigas horizontales principales del puente. Varía la sección transversal de las columnas y del cuerpo principal del puente.

Los apoyos móviles se inclinan o se desplazan, las conexiones en los apoyos sufren daños.

Los desplazamientos horizontales y longitudinales ocurren en las vigas principales del puente.

Los puentes pierden capacidad de soporte de carga llegándose al cierre del puente, hasta que esté sea reparado.

4. Duramente dañada.

La estructura principal del puente es fuertemente destruida.

Las columnas y estribos sufren inclinación y hendiduras. Los desplazamientos horizontales y hundimientos no homogéneos son obvios.

El cuerpo del puente se parte y su línea axial se deforma. En todos estos puentes decrece la capacidad de carga de la estructura incluso haciendo que la estructura

llegue a un estado de daño. Además, en estos puentes es imposible su uso normal hasta el momento en que sean sometidos a una fuerte reparación e incluso a su reconstrucción.

5. Devastadora.

La superestructura del puente falla, sus columnas y estribos se rompen hasta fallar, en otras palabras estos puentes quedan fuera de servicio.

3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS FUNCIONES DE PERDIDAS

Tres clasificaciones de funciones de pérdidas se definen, las cuales corresponden a :

(A) Primera clase.

Definida en función de la perdida del sistema de tráfico.

(B) Segunda clase.

Determinada para los casos después de haberse sometido el puente a una fuerte reparación.

(C) Tercera clase.

Se usa cuando se presenta una función normal.

3.3. DATOS UTILIZADOS PARA DESARROLLAR LA METODOLOGÍA

La calibración de esta metodología uso los datos de los daños registrados en los puentes y carreteras durante el sismo de Tangshan. Esta información la presentaron Xueshen y Shuming en forma de tablas (Xueshen y Shuming, 1995), cada una de ellas corresponde a un tipo de puente. En cada tabla se registra el número de inventario de puente, el tipo de estructura, el estado de daño de la estructura, la función de perdidas y la intensidad del sismo registrada en el sitio de ubicación del puente.

Los tipos de puentes analizados corresponden en forma general a:

- Puentes con estructura de vigas de alma llena.
- Puentes con estructura de madera.
- Puentes con estructura en arco.

Los puentes con estructura de vigas de alma llena inventariados y posteriormente utilizados en la calibración de la metodología fueron 88, los de estructura de madera correspondieron a 15 y 11 para los puentes de estructura en arco.

El tipo de puente aparece clasificado en los siguientes subtipos, los cuales están en función del tipo estructural de la subestructura y del material :

- Losa de hormigón armado.
- Vigas tipo T de hormigón armado.
- Viga cantilever simple de hormigón armado.
- Viga tipo T y losa de hormigón armado.
- Viga tipo T.
- Losa en piedra.
- Arco en piedra.
- Estructura tipo cajón.
- Viga de acero.
- Viga en T y losa hormigonada en sitio.
- Losa continua.
- Viga tipo I.
- Losa hormigonada en sitio.
- Estructura de tubo circular.
- Viga en cantilever doble en hormigón armado.
- Arco en ladrillo.
- Arco en piedra doble.

3.4. MATRICES DE VULNERABILIDAD

Basados en métodos estadísticos, Xueshen y Shuming obtuvieron las matrices de vulnerabilidad de diferentes tipos de puentes.

Las matrices de vulnerabilidad de los puentes se basan en los daños sísmicos de los diferentes tipos de estructuras y en las funciones de pérdidas, estas matrices se presentan a continuación :

Tabla 3.1. Matrix de Vulnerabilidad de Puentes en función de los daños,
Xueshen y Shuming (1995).

INTENSIDAD	6	7	8	9-11
ESTADO				
Devastadora	0.000	0.038	0.052	0.289
Duramente dañada	0.000	0.019	0.287	0.267
Dañada	0.000	0.192	0.316	0.177
Livianamente dañada	0.167	0.076	0.052	0.067
Apenas dañada	0.833	0.769	0.289	0.200

Tabla 3.2. Matrix de Vulnerabilidad de Puentes en función de las pérdidas, Xueshen y Shuming (1995).

ESTADO	INTENSIDAD 7	8	9	10-11
A	0.02	0.050	0.250	0.285
B	0.08	0.263	0.125	0.250
C	0.90	0.680	0.625	0.464

3.5. COMENTARIOS DEL MÉTODO

Estudiando el método anterior, se puede comentar de él lo siguiente :

1. El método cuenta con cierta incertidumbre, aceptadas por los mismos autores del método (Xueshen y Shuming, 1995), las cuales se explican dadas las siguientes razones :
 - Incertidumbre en la definición de la Intensidad.
 - Incertidumbre en el juicio de la clase de daño por parte de la persona que realiza la inspección.
 - Desconocimiento de las condiciones del suelo de cimentación de los puentes han hecho que este factor no sea tenido en cuenta.
 - La gran diferencia de las condiciones estructurales dada la variedad de puentes.
1. Las matrices de vulnerabilidad sísmica de puentes expuesta anteriormente se desarrollaron con base en datos registrados de daños reales en puentes ante un evento sísmico solamente. Por tal razón, es un método que requiere una mayor verificación. Obviamente esto hace necesario contar con mayor información de datos reales ante diferentes eventos sísmicos, y dado que no se cuenta con ésta, se puede a su vez buscar otra alternativa de recopilación de información haciendo simulación de los datos requeridos para su desarrollo.
2. Se observa una deficiencia en la clasificación estructural de los puentes, por ello es conveniente profundizar en el estudio de la caracterización sísmica de estas estructuras.
3. La clasificación del tipo estructural no muestra haber tenido en cuenta elementos estructurales que también tienen influencia en la respuesta sísmica de puentes, como lo son las pilas, los apoyos, la existencia de articulaciones, estribos, tipo de cimentación y condiciones de sitio.

4. Esta es una metodología que solo puede ser aplicada en la región donde los datos fueron registrados, y esto es debido a que al desarrollar las matrices de vulnerabilidad sísmica de puentes no se han tenido en cuenta los suficientes parámetros que se requieren para definir el comportamiento sísmico de los puentes y a su vez el nivel de daño y de perdidas de los mismos.
5. La definición de las funciones de pérdida no son muy claras, por ello no se hace muy comprensible la metodología seguida.

Capítulo 4

MODELO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PROPUESTO POR SEONG KIM

Los modelos de vulnerabilidad de puentes presentados a continuación son parte de un proyecto de riegos sísmico con base en sistemas GIS. Los dos métodos que corresponden a metodologías estadísticas son proveídos por Seong Hoon Kim (Ren y Gaus, 1996). Estos modelos utilizan 12 parámetros (X_1 a X_{12}) basados en sismos y en propiedades de puentes para evaluar el riesgo sísmico de puentes.

Basados en dos diferentes criterios, los modelos de vulnerabilidad los obtuvieron mediante análisis no lineales y lineales. Los doce parámetros de los modelos son los mismos para cada modelo, el resultado obtenido finalmente estará en función del modelo usado.

El desarrollo de los modelos de vulnerabilidad requirieron un grupo de información de las características de los puentes, con la cual los autores de los modelos disponían, pero ya en su aplicación dichos modelos no necesitan de una gran cantidad de información para cada puente, lo cual, en el caso de ser necesario sería una tarea muy costosa.

Estos modelos, por tanto, fueron construidos mediante la colección de muchos datos fácilmente encontrados, mediante inventarios y datos de inspección, sobre puentes ; los cuales corresponden a daños reales producidos por sismos. Un total de 139 reportes sobre puentes dañados fueron usados.

Los autores de las metodologías estudiadas también realizaron una comparación entre los diversos tipos de datos, los cuales pudieron ser identificados como importantes en relación a los daños sísmicos de los puentes, en los reportes y los archivos de datos.

A través de la información con la que ellos disponían y de estudiar el comportamiento sísmico de los puentes, les fue posible identificar 12 parámetros, cada uno de los cuales involucra un número de subdivisiones.

Entre los parámetros que aparecen en el modelo son:

- Aceleración efectiva pico del terreno a nivel de la superficie, en el sitio de ubicación del puente.
- Especificaciones de Diseño
- Tipo de Superestructura
- Forma de la Superestructura
- Articulación interna
- Tipo de pila
- Tipo de fundación
- Material de la subestructura
- Irregularidad en la geometría o en la rigidez
- Condición del sitio
- Efecto de licuefacción

La categoría del daño sísmico se clasifica entre cinco categorías como se muestra en la tabla 4.1. Ellos se usan para definir la extensión del daño de cada puente sometido a sismo. Estas a su vez se reagrupan en categorías de daño bajo, moderado y alto para propósitos de establecer una relación con la vulnerabilidad, como se muestra en la tabla 4.2.

Tabla 4.1. Definición del grado de daño del puente
(Ren y Gaus, 1996).

CATEGORIA DEL GRADO DE DAÑO	DEFINICION
0 : No Daño	No se reconoce daño alguno
1 : Daño Menor	Daño el cual no deteriora directamente la capacidad de apoyo tal como : <ul style="list-style-type: none"> • Deformación de miembros secundarios de estructuras de acero • Pequeñas grietas en miembros de hormigón armado • Asentamiento y grietas del muro de contención de aproximación
2 : Daño Moderado	Daño el cual deteriora la capacidad de apoyo tal como : <ul style="list-style-type: none"> • Pandeo de miembros principales de estructuras de acero • Grietas importantes en miembros de hormigón con espesor mayor de

	1mm <ul style="list-style-type: none"> • Falla del soporte de apoyo, salida de rodillos, o falla de los apoyos de soporte de hormigón • Movimientos moderado de la subestructura. Posible reparación permanente o temporal
3 : Daño Severo	Daño severo el cual probablemente desarrolle colapso de la superestructura de la subestructura, tal como : <ul style="list-style-type: none"> • Extensivo machaqueo del hormigón y ruptura del refuerzo de los miembros de hormigón armado • Extensiva falla de los apoyos de soporte de hormigón y desalojamiento del apoyo • Extensivo movimiento de la subestructura incluyendo vuelco, asentamientos, y movimientos laterales. Imposible reparación permanente o temporal
4 : Colapso	Colapso del puente

Tabla 4.2. Categoría de Vulnerabilidad Sísmica
(Ren y Gaus, 1996).

DAÑO SISMICO	CATEGORIA DE VULNERABILIDAD
0 : No Daño	C : Bajo
1 : Daño Menor	
2 : Daño Moderado	B : Moderado
3 : Daño Severo	A : Alto
4 : Caída de la superestructura	

Dos modelos estadísticos se generan a continuación, uno lineal y el otro no lineal, lo cual provee un valor ponderado relativo del daño sísmico de puentes. Estos modelos permiten incorporar los parámetros para que cualquier puente pueda obtener una predicción de su vulnerabilidad.

Los modelos se generaron usando un grupo de 119 puentes del total de los 139 los cuales fueron localizados con significativos daños como resultado de la acción del sacudimiento de un sismo y fueron suficientemente documentados para que los parámetros relevantes pudieran ser identificados y extraídos.

Después de generar los modelos con el total de número de puentes usados para generar el modelo, el modelo se aplicado individualmente en cada uno de los 119 puentes con la finalidad de determinar lo que el modelo puede predecir para cada puente individual. La siguiente tabla muestra los resultados de esta predicción :

Tabla 4.3. Probabilidad de Predicción Correcta
(Ren y Gaus, 1996).

CATEGORIA DE VULNERABILIDAD	MODELO A (Lineal)	MODELO B (No Lineal)
Alta	87%	77%
Moderada	84%	74%
Baja	72%	77%
TOTAL	81%	76%

Con la finalidad de chequear el modelo, el procedimiento lo aplicaron a los restantes 20 puentes de los cuales se tenía los registros de daños y los cuales no fueron usados en la construcción del modelo. Estos incluyeron los puentes dañados en el sismo del Lago Coyote en 1979 en California, y el sismo de Filipinas de 1990, los cuales no fueron utilizados para elaborar el modelo. Los resultados de esta predicción son mostrados en la siguiente tabla :

Tabla 4.4. Probabilidad de Predicción Correcta (Independiente del grupo de datos)
(Ren y Gaus, 1996).

CATEGORIA DE VULNERABILIDAD	MODELO A (Lineal)	MODELO B (No Lineal)
Alta	100%	100%
Moderada	75%	75%
Baja	90%	80%
TOTAL	88.3%	85%

Como puede verse arriba, la probabilidad de predicción correcta para puentes individuales cae en el rango de 76% y 81% para la muestra de los 119 puentes y de 88% y 85% para los 20 puentes restantes. Interesantemente el modelo no lineal no da un mejoramiento significativo en la predicción sobre el modelo lineal, esto basado en la similitud de valores encontrados por el método no lineal en los dos casos.

4.1. MODELO LINEAL

El grado de daño y_j se escribe como :

$$y_j = \sum_{i=1}^{12} \beta_i * X_i + C \quad (4.1)$$

Donde :

y_j = Categoría del grado de daño

X_i = Factores que afecta la vulnerabilidad de los puentes

β_i = Constante en función del parámetro X_i

C = Constante

j = Número de puente

i = Número de parámetros que afecta la vulnerabilidad de los puentes

La siguiente tabla dà las componentes necesarias para determinar el grado de daño :

Tabla 4.5. Componentes del Modelo Lineal de Vulnerabilidad de Puentes
(Ren y Gaus, 1996).

VARIABLES	CLASIFICACION	β_i
Y = Grado de daño	0 : No daño 1 : Menor 2 : Moderado 3 : Severo 4 : Colapso de la superestructura	
X_1 = Intensidad de la aceleración pico del terreno	1 : $A < 0.1$ G 2 : $0.1 \text{ G} \leq A < 0.2$ G 3 : $0.2 \text{ G} \leq A < 0.3$ G 4 : $A \geq 0.3$ G	0.141
X_2 = Especificaciones de diseño	1 : Despues de 1981 2 : 1972 -1980 3 : 1940 - 1971 4 : Antes de 1940	0.456
X_3 = Tipo de Superestructura	1 : Puentes atirantados, suspendidos o de luz simple 2 : Arco o vigas monolíticas con columnas o cerchas 3 : Vigas continuas y cerchas 4 : Vigas soportadas simplemente y cerchas - múltiples luces o estructuras de dos o mas niveles	0.114
X_4 = Forma de la Superestructura	1 : Alineación recta 2 : Sesgado 20-45 grados o curvo 45-90 grados 3 : Sesgado 45-60 grados o curvo 90-180 grados 4 : Sesgado más de 60 grados o curvo más de 180	0.437
X_5 = Articulación Interna	1 : No existe 2 : Existe con cables de restricción o longitud de apoyo mayor de 12 "	0.089

	3 : Existe con longitud de apoyo entre 6 y 12 ” 4 : Existe con longitud de apoyo menor de 6 ”	
X ₆ = Tipo de Pila	1 : Pila de multicolumnas monolíticas o sólidas 2 : Pila de multicolumnas articuladas 3 : Columna simple monolíticas 4 : Columna simple articulada	0.029
X ₇ = Tipo de Fundación	1 : Cuerpo de columna simple 2 : Cimiento extendido 3 : Cimentación de pilotes 4 : Pila de pilotes	-0.024
X ₈ = Material de la Subestructura	1 : Acero 2 : Hormigón dúctil 3 : Hormigón no dúctil 4 : Madera, mampostería u otros materiales viejos	0.034
X ₉ = Irregularidad en geometría o en rigidez	1 : No existe 2 : Dos columnas cualquiera cuentan con una diferencia de altura mayor de 1.25 veces 3 : Dos columnas adyacentes cualquiera con altura que difieren mas de 1.25 veces 4 : Dos columnas adyacentes cualquiera con altura que difieren más de 1.5 veces	0.278
X ₁₀ = Condición de sitio	1 : Tipo 1 2 : Tipo 2 3 : Tipo 3 4 : Tipo 4	0.188
X ₁₁ = Efecto de licuefacción	1 : *LSI < 5 2 : 5 <= LSI < 25 3 : 25 <= LSI < 100 4 : LSI > 100	0.932
X ₁₂ = Longitud de apoyo	1 : Buena 2 : Regular 3 : Pobre 4 : Extremadamente pobre	0.511

C	3.84
---	------

* **LSI** es el Indice de Severidad de Licuefacción, el cual se define como la cantidad de desplazamiento de terreno fallado, en pulgadas ; asociado con la distribución lateral sobre el terreno de pendiente suave (pendiente entre el 0.5 y el 5%) y las peores condiciones de suelo posible. LSI se define entre 0 y 100, y en casos de desplazamientos mayores a 100 pulgadas un valor de LSI igual a 100 es asignado.

Cada componentes dentro de la evaluación de la vulnerabilidad de puentes contribuye de manera diferentes, los rangos de aporte de cada uno de ellos se puede resumir a continuación :

Tabla 4.6. Valores de contribución de los factores que afectan la vulnerabilidad (Ren y Gaus, 1996).

FACTORES AFECTAN LA VULNERABILIDAD	CONTRIBUCION (%)
X_1 = Intensidad de la aceleración pico del terreno	31.4
X_2 = Especificaciones de diseño	10.4
X_3 = Tipo de Superestructura	5.5
X_4 = Forma de la Superestructura	7.3
X_5 = Articulación Interna	5.6
X_6 = Tipo de Pila	0.4
X_7 = Tipo de Fundación	2.2
X_8 = Material de la Subestructura	0.2
X_9 = Irregularidad en geometría o en rigidez	3.4
X_{10} = Condición de sitio	4.4
X_{11} = Efecto de licuefacción	20.5
X_{12} = Longitud de apoyo	8.7
TOTAL	100 %

De acuerdo a los resultados obtenidos, algunos de los factores son mas dominantes que otros. Los siguientes factores listados son los que mas peso tienen :

1. Intensidad de la aceleración pico del terreno (31.4 %)
2. Efecto de licuefacción (20.5 %)
3. Especificaciones de diseño (10.4 %)
4. Longitud de Apoyo (8.7 %)

En resumen, los anteriores factores contribuyen en un 71 % del total, correspondiendo casi tres cuartas partes de la contribución total.

4.2. MODELO NO LINEAL

El grado de daño y_j se escribe como :

$$y_j = X_i * \sum_{i=1}^{12} \beta_i * X_i \quad (4.2)$$

Donde :

y_j = Categoría del grado de daño

X_i = Factores que afecta la vulnerabilidad de los puentes

β_i = Constante en función del valor X_i

C = Constante

j = Número de puente

i = Número de parámetros que afecta la vulnerabilidad de los puentes

Los valores de β_i son los siguientes :

Tabla 4.7. Componentes del modelo No Lineal
(Ren y Gaus, 1996).

VARIABLES	β_i
X_1	-0.203
X_2	0.089
X_3	0.007
X_4	0.100
X_5	0.025
X_6	-0.016
X_7	-0.023
X_8	0.034
X_9	0.069
X_{10}	0.073
X_{11}	0.263
X_{12}	0.150

La categoría del grado de daño, Y_j , en cada una de las dos ecuaciones de los dos métodos están en función de los 12 factores que afectan la vulnerabilidad. Las categorías de grado de daño son mostrados en la tabla 4.8. para los correspondientes categorías de vulnerabilidad. Estas categorías de grado de daño se definen como Índice de Daño.

Tabla 4.8. Categoría de Vulnerabilidad Sísmica en función de la Categoría del Grado de Daño (Ren y Gaus, 1996).

ÍNDICE DE DAÑO	CATEGORÍA DE VULNERABILIDAD
$Y_j < 1.5$	C : BAJO
$1.5 \leq Y_j < 2.5$	B : MODERADO
$Y_j \geq 2.5$	A : ALTO

4.3. INFORMACIÓN NECESARIA DE PUENTES

Como demostración de la aplicación del procedimiento, el inventario de puentes & base de datos del estado de New York fue usado en un estudio para sacar toda la información necesaria para la aplicación de los modelos descritos anteriormente.

El inventario de puentes y los datos de la inspección se trabajan a manera de archivos, los cuales, abarcan los siguientes items :

- Items de identificación de puentes
- Items estructurales
- Items de Seguridad & Utilidad
- Items de inspección de seguridad
- Items de luces
- Items de clasificación de inspección de puentes
- Otros items de los puentes

Todos los items mencionados se recolectaron en base de la técnica de inventario e inspección definida en el Manual de inventario de Puentes, Sistema de Inspección & inventario de Puentes, División de Construcción y Estructuras, Departamento de Transporte del Estado de New York (por ejemplo el manual del inventario del estado) (Federal Highway Administration, Washington, 1991).

4.4. GENERALIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL MODELO DE VULNERABILIDAD

Como se menciono anteriormente existen doce parámetros requeridos para el modelo de vulnerabilidad de puentes. Todos los parámetros exceptuando la aceleración pico del terreno (X_1) son derivadas de las características originales sacados de la base de datos del inventario de puentes & inspección.

4.4.1. Intensidad de la aceleración pico del terreno (X_1)

Este factor toma en cuenta la aceleración pico del terreno en el sitio del puente. La aceleración pico del terreno se determina de un sismo particular y de las leyes de atenuación del movimiento del terreno. La intensidad de la aceleración pico del terreno (X_1) es asignada por categorías y estas categorías son mostradas en las siguientes tablas.

Tabla 4.9. Categorías de aceleración pico del terreno.

INTENSIDAD DE PGA (X_1)	PGA / GRAVEDAD
1	PGA /G < 0.1
2	0.1 <= PGA/G <0.2
3	0.2 <= PGA/G >0.3
4	PGA/G >= 0.3

4.4.2. Especificaciones de diseño (X₂)

Estos factores pueden ser fácilmente extraídos de los datos correspondientes al año de construcción.

Tabla 4.10. Relación entre las Especificaciones de diseño y el período de tiempo dentro del cual fue diseñado el puente.

ESPECIFICACION DE DISEÑO (X ₂)	AÑO DE CONSTRUIDO
1	Después de 1981
2	1972 - 1980
3	1940 - 1971
4	Antes de 1940

4.4.3. Tipo de superestructura (X₃)

La información para este parámetro es generada a partir del tipo de estructura de la luz principal del puente y del tipo de material.

Tabla 4.11. Categorías de la Superestructura.

(X ₃)	T.E.L.P. = 01-06,08- 10,21,22	T.E.L.P. = 07,11,12	T.E.L.P. = 13,14,19	T.E.L.P. = 15-17	T.E.L.P. = 18,20,00
1	Luces < 2	Luces < 2	*		
2		Luces >= 2			
3	Luces >= 2 T.M. = 2 o 4 o 6 o B				***
4	Otros			**	

* Puentes de cable atirantado, suspendido o puente de alcantarilla, X₃ es asignado como 1.

** Puentes móviles, X₃ toma el valor de 4.

*** Otros puentes incluidos tipos mixtos y los puentes tunel, X₃ es igual a 3.

T.E.L.P.= Código correspondiente al tipo de estructura de la luz principal

T.M.= Código correspondiente al tipo de material

A continuación se presentan códigos generales del tipo de estructura de la luz principal, T.E.L.P. :

- 01 - Losa
- 02 - Vigas y múltiples vigas o Vigas y viguetas
- 03 - Vigas y sistema de soporte de piso
- 04 - Vigas T

- 05 - Vigas cajón o Viguetas cajón - Múltiple
- 06 - Vigas cajón o Viguetas cajón - Simples o Extendidas
- 07 - Pórtico
- 08 - Ortotrópico
- 09 - De paso superior en Armadura
- 10 - A través de Armadura
- 11 - De paso superior en Arco
- 12 - A través de Arco
- 13 - Suspendido
- 14 - Vigas Atirantadas
- 15 - Móvil Levadizo
- 16 - Móvil Basculante
- 17 - Móvil Giratorio
- 18 - Túnel
- 19 - Alcantarilla
- 20 - No tiene ningún tipo dominante
- 21 - Segmentos en vigas cajón
- 22 - Vigas canal
- 00 - Otros

A continuación se presentan códigos generales del material y continuidad del tipo de estructura de la luz principal, T.M.:

- 1 - Hormigón
- 2 - Hormigón Continuo
- 3 - Acero
- 4 - Acero Continuo
- 5 - Hormigón Pretensado
- 6 - Hormigón Pretensado Continuo
- 7 - Madera
- 8 - Mampostería
- 9 - Aluminio, Hierro Dulce o Hierro Fundido
- 0 - Otros
- A - Acero sin Pintar
- B - Acero sin Pintar Continuos

4.4.4. Forma de la superestructura (X_4)

Este parámetro es usado para tomar en cuenta el efecto que puede tener la forma irregular del puente sobre su vulnerabilidad sísmica. Este se expresa como un factor de forma para el daño sísmico de un puente. El factor de forma se calcula mediante

obtención del ángulo de sesgamiento y el radio de curvatura, los cuales son calculados mediante las siguientes ecuaciones :

$$\alpha_{sesgamiento} = \alpha_{beg_ab_skw} - \alpha_{end_ab_skw} \quad (4.3)$$

$$\gamma_{curvatura} = \frac{L_{br-length}}{R_{radio}} \quad (4.4)$$

La relación de estos factores da como resultado el parámetro X_4 , el cual se expresa en la siguiente tabla :

Tabla 4.12. Categorías de la forma de la superestructura.

FORMA DE LA SUPERESTRUCTURA (X_4)	
1	$\alpha_{sesgamiento} < 20^{\circ}$ y $\gamma_{curvatura} < 45^{\circ}$
2	$20^{\circ} \leq \alpha_{sesgamiento} \leq 45^{\circ}$ y $45^{\circ} \leq \gamma_{curvatura} < 90^{\circ}$
3	$45^{\circ} < \alpha_{sesgamiento} \leq 60^{\circ}$ y $90^{\circ} < \gamma_{curvatura} \leq 180^{\circ}$
4	$\alpha_{sesgamiento} > 60^{\circ}$ y $\gamma_{curvatura} > 180^{\circ}$

4.4.5. Articulación interna (X_5)

Este factor describe la existencia de una articulación interna o varias articulaciones en el puente. El cálculo de este parámetro requiere conocer tanto el número de articulaciones como la longitud de apoyo de las luces del puente. El número de articulaciones pueden ser indirectamente encontradas mediante la extracción del número de luces y del número total de pilas.

$$N_{articulaciones} = N_{luces} - N_{pilas} - 1 \quad (4.5)$$

Desafortunadamente no existía información acerca de la longitud de los apoyos en la base de datos del inventario estatal de puentes. Esta es un inconveniente ya que la longitud del apoyo es un parámetro importante de la evaluación sísmica del puente. Ante la carencia de información específica, el Dr. Kim en su tesis usa un método indirecto con el fin de estimar la longitud de los apoyos (Ren y Gaus, 1996). Los

datos estadísticos los cuales estaban disponibles para los puentes de California fueron utilizados como una guía de referencia para desarrollar procedimientos para predecir la longitud general de los apoyos para puentes del estado de New York. Ante la carencia de información la longitud de los apoyos son estimadas con base en el año de construcción del puente, del tipo de puente y del código vigente gubernamental bajo el cual el puente fue construido.

Tabla 4.13. Categorías de articulación interna.

ARTICULACION INTERNA (X ₅)	
1	N _{articulaciones} < 1
2	N _{articulaciones} >= 1 y año de construcción >= 1965
3	
4	N _{articulaciones} >= 1 y año de construcción < 1965

4.4.6. Tipo de pila (X₆)

La información sobre el tipo de pila es obtenida con base en la información del Manual del Inventario de Puentes del Estado de New York el cual define 18 categorías de tipos de pilas (Inventario, 1991) (Federal Highway Administration, Washington, 1991 y New York State Department of Transportation, 1992). Con la finalidad de mapear estas 18 categorías para el factor usado en el análisis de vulnerabilidad, fue necesario usar un factor de juicio en la asignación del tipo de pila para el parámetro X₆.

Tabla 4.14. Categorías de Tipos de Pilas.

TIPO DE PILA (X ₆)	CódigoTipo de Pila
1	01,02,03,06,07
2	08,09,12-17
3	04,05,00
4	10,11

A continuación se enumeran los códigos correspondientes al tipo de pila:

- 01 - Sin Pilas
- 02 - Sólidas, hormigón
- 03 - Sólidas, piedra
- 04 - Columnas individuales

- 05 - Hammerhead (cabeza de martillo)
- 06 - Hormigón, marco rígido
- 07 - Acero, marco rígido
- 08 - Columnas de hormigón con viga capitel de hormigón
- 09 - Columnas de hormigón con viga capitel de acero
- 10 - Pila en V, hormigón
- 11 - Pila en V, acero
- 12 - Pila de pilotes, acero
- 13 - Pila de pilotes, camisa tubular de acero con relleno de hormigón
- 14 - Pila de pilotes, hormigón
- 15 - Pila de pilotes, madera
- 16 - Pila caballete, acero
- 17 - Pila caballete, madera
- 00 - Otros

4.4.7. Tipo de fundación (X₇)

Este parámetro se evalúa en función del tipo de cimentación y del tipo de pilotes en caso de existir. Para cimentación no piloteada, X₇ se le asigna un valor de 2 y para una cimentación piloteada un valor de 3.

Tabla 4.15. Categorías de tipos de cimentación.

TIPO DE CIMENTACION (X ₇)	
1	
2	Tipo de cimentación* : 1-7 y Tipo de pilote** : 1
3	Otros
4	

* Código correspondiente al tipo de cimentación del puente

** Código correspondiente al tipo de pilotes

A continuación se presentan los correspondientes códigos de tipos de cimentación:

- 1 - Ninguna, varillas apernadas a la roca.
- 2 - Extendido individual sobre roca
- 3 - Extendido continuo sobre roca
- 4 - Extendido individual sobre relleno de tierra
- 5 - Extendido continuo sobre relleno de tierra
- 6 - Extendido individual sobre un corte en el terreno
- 7 - Extendido continuo sobre un corte en el terreno
- 8 - Pilote individual

9 - Pilotes continuos

0 - Otros

Los correspondientes códigos de tipos de pilotes:

- 1 - Sin pilotes
- 2 - Acero, sección en “H” e “I”
- 3 - Pilotes de acero
- 4 - Hormigón, hormigoneado en sitio
- 5 - Hormigón, hormigoneado en sitio, acuñado
- 6 - Hormigón, prefabricado
- 7 - Hormigón, pretensado, prefabricado
- 8 - Madera
- 0 - Otros

4.4.8. Material de la subestructura (X_8)

Este factor describe el material usado en la subestructura del puente. Las categorías de material son : acero, hormigón dúctil, hormigón no dúctil, madera, mampostería y otros materiales. El valor adecuado se selecciona aprovechando la información disponible al describir los tipos de pilas.

Tabla 4.16. Categorías del material de la subestructura.

MATERIAL SUBESTRUCTURA (X_8)	Código Tipo de Pila
1	01,07,11,12,16
2	09,13
3	02-06,08,10,14,00
4	15,17

La codificación de tipos de pilas son los mismos usados en la tabla 4.9., los cuales corresponden a :

- 01 - Sin Pilas
- 02 - Sólidas, hormigón
- 03 - Sólidas, piedra
- 04 - Columnas individuales
- 05 - Hammerhead (cabeza de martillo)
- 06 - Hormigón, marco rígido
- 07 - Acero, marco rígido
- 08 - Columnas de hormigón con viga capitel de hormigón

- 09 - Columnas de hormigón con viga capitel de acero
- 10 - Pila en V, hormigón
- 11 - Pila en V, acero
- 12 - Pila de pilotes, acero
- 13 - Pila de pilotes, camisa tubular de acero con relleno de hormigón
- 14 - Pila de pilotes, hormigón
- 15 - Pila de pilotes, madera
- 16 - Pila caballete, acero
- 17 - Pila caballete, madera
- 00 - Otros

4.4.9. Irregularidad en la geometría o en la rigidez (X_9)

Este factor permite la identificación de la irregularidad en altura de las pilas de apoyo del puente.

Tabla 4.17. Categorías de irregularidad estructural.

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL (X_9)	DIFERENCIA ALTURA DE PILAS
1	No existe
2	Dos columnas cualquiera cuentan con una diferencia de altura mayor de 1.25 veces
3	Dos columnas adyacentes cualquiera con altura que difieren mas de 1.25 veces
4	Dos columnas adyacentes cualquiera con altura que difieren mas de 1.5 veces

4.4.10. Condición del sitio (X_{10})

Este factor identifica los tipos de suelo en el sitio de ubicación de cada puente. La única información disponible en la base de datos del inventario del estado esta en el ítem de tipo de cimentación. Desafortunadamente la información dada generalmente solamente permite identificar si el puente esta cimentado sobre roca o sobre suelo. En el programa de demostración X_{10} fue tomado como 2 para todos los puentes. Esta es una seria omisión en la base de datos y este punto requiere ser mejorado en un futuro con la finalidad de proveer análisis de vulnerabilidad más exactos.

Luego solamente, la condición de sitio, contribuyó en un 4.4% en el modelo estadístico de vulnerabilidad, se puede decir que un valor aceptable de asumir de X_{10} igual a 2 es aceptable, a manera de problema demostrativo.

4.4.11. Efecto de licuefacción (X_{11})

Este factor caracteriza el efecto de licuefacción. Esta caracterización se realizó siguiendo el trabajo de Youd y Perkins. Para usar esto en el análisis, se debe disponer de un mapa LSI por región. Tales mapas no estaban disponibles, para la zona en estudio, en el momento del análisis, por lo tanto un valor fue seleccionado con base en un método simplificado propuesto por Iwasaki, Tokida Iwasaki, Tokida (Ren y Gaus, 1996). Este método evalúa el potencial de licuefacción basado en información topográfica y geológica.

La siguiente tabla muestra varias categorías de licuefacción basados en el método antes mencionado :

Tabla 4.18. Potencial de licuefacción basado en información topográfica.

CATEGORIA	TOPOGRAFIA	POTENCIAL LICUEFACION
A	Fondo del río actual, fondo del río viejo, terreno regenerado, hondonada, entredunas	Probable licuefacción
B	Estructura de abanico, nivel natural, duna de arena, llanura de inundación, playa, otras llanuras.	Possible licuefacción
C	Terraza, cerro, montaña	No es probable la licuefacción

Basados en los criterios de la tabla anterior, cada suelo fue mapeado para una de las categorías. Este es otro de los puntos que merece ser estudiado y complementado mas a fondo en el momento que se pueda contar con mejor información geológica y de suelos de los sitios de ubicación de los puentes.

De esta manera se llego a la relación entre el material superficial y el efecto de licuefacción :

Tabla 4.19. Categorías del efecto de licuefacción.

EFFECTO DE LICUEFACCION (X_{11})	MATERIAL SURFICAL*
1	r
2	al, co, lb, k, ls, og, t, tm, usd
3	lsc
4	

* La información codificada para el material surfical se encuentra en el anexo C del trabajo de presentado por el Dr. Seong Kim (Ren y Gaus, 1996) .

4.4.12. Longitud de apoyo (X_{12})

Este factor toma en cuenta lo apropiado de la longitud de apoyo. La base de datos del estado de New York no provee información acerca de la longitud de apoyo. Por lo tanto la longitud de apoyo de soporte mínima continua, S , en el modelo de vulnerabilidad, puede ser sacada de longitud de tablero adyacente a la junta de expansión y de la altura de la pila o columna, y sustituyendo esta información dentro de las siguientes ecuaciones :

$$N = 8 + 0.02 L + 0.08 H \quad \text{para} \quad A_g \leq 0.19 g \quad (4.6)$$

$$N = 12 + 0.03 L + 0.12 H \quad \text{para} \quad A_g > 0.19 g \quad (4.7)$$

$$S = \alpha \ N \quad (4.8)$$

Siendo α igual a :

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_g}{0.19}} \quad (4.9)$$

Donde :

N = Mínima longitud de apoyo

L = Longitud de tablero, del puente, adyacente a la junta de expansión

H = Altura de la pila o columna

A_g = Aceleración del terreno en porcentaje de la gravedad

S = Mínima longitud de apoyo continuo

La siguiente tabla da la clasificación de longitud de apoyo para sismos, con base en la longitud de apoyo real Na y la longitud mínima de apoyo S .

Tabla 4.20. Clasificación de la longitud de apoyo por sismos.

LONGITUD DE APOYO (X_{12})	
1	$Na \geq 1.5 S$
2	$S \leq Na < 1.5 S$
3	$0.5 S \leq Na < S$
4	$Na < 0.5 S$

Na = Longitud Real de Apoyo

Ante la pobreza de información en los archivos de datos del estado existe un problema en como encontrar la longitud de apoyo real, Na . El estado de California tiene disponible estadísticas de longitudes de apoyo los cuales se pueden resumir a continuación :

Tabla 4.21. Longitud de apoyo dominante en California.

AÑO	LONGITUD DE APOYO EN LAS ARTICULACIONES (pulgadas)	LONGITUD DE APOYO EN OS ESTRIBOS (pulgadas)	LONGITUD DE APOYO EN LAS PILAS (pulgadas)
Antes de 1965	6	14 para elastomérico, 12 para apoyo oscilante de acero	Dependiendo del ancho sobre la pila (mismo cabezal de la pila)
1965 - 1972	14		Dependiendo del ancho sobre la pila (mismo cabezal de la pila)
Después de 1972	No estandarizada		Dependiendo del ancho sobre la pila (mismo cabezal de la pila)

Ante no existir información de la base de datos del inventario de puentes del estado de New York acerca de la longitud de apoyos de los puentes, las siguientes suposiciones son hechas con base en los juicios de expertos y en la longitud de apoyos de los puentes de California descriptos en la tabla anterior.

Tabla 4.22. Longitud de apoyo dominante en Estado de New York.

AÑO	LONGITUD DE APOYO EN LAS ARTICULACIONES (pulgadas)	LONGITUD DE APOYO EN OS ESTRIBOS (pulgadas)	LONGITUD DE APOYO EN LAS PILAS (pulgadas)
Antes de 1965	6	12	18
1965 - 1972	14	14	18
Después de 1972	16	16	18

4.5. COMENTARIOS DEL MÉTODO

1. El modelo de vulnerabilidad sísmica fue desarrollado solamente basado en la información del inventario y de la base de datos de las inspecciones, muchos de ellos corresponden a las condiciones de los puentes a lo largo de varios años, y una buena cantidad a su vez son registros de los daños registrados después de algunos eventos sísmicos.
2. La metodología permite definir la vulnerabilidad sísmica por puente pero a su vez permite determinar la vulnerabilidad de una población de puentes en una región.
3. En este método el efecto del sismo es considerado mediante el valor de la aceleración pico del terreno en el sitio del puente a diferencia del anterior donde se toma en cuenta es la intensidad.
4. Los parámetros escogidos como base del análisis de vulnerabilidad corresponden a parámetros de los cuales depende el comportamiento sísmico de puentes, como lo son : el tipo de pila, la existencia de articulaciones, el sistema de cimentación, las condiciones de apoyo y las condiciones del suelo del sitio del puente. Además es tenida en cuenta las condiciones en las que fue diseñado y construido el puente. Todos los parámetros exceptuando la aceleración pico del terreno son extraídos de las características originales sacadas de la base de datos del inventario de puentes & inspección.
5. Las cinco categorías de grado de daño están bien definidas, a pesar de involucrar en ellas todos los tipos de puentes existentes en el medio en el que se realizó el estudio, que por hecho es bastante amplio.
6. A manera de establecer una relación entre el grado de daño del puente y su vulnerabilidad, las cinco categorías de grado de daño fueron reagrupadas en tres índices de daño, correspondientes a su vez a las categorías de vulnerabilidad, alto, moderado y bajo.
7. Los índices de daño son calculados mediante dos métodos estadísticos, uno lineal y el otro no lineal. Basados en datos reales, los métodos estadísticos, lineal y no lineal, involucran los doce parámetros. Ya en los resultados obtenidos en cada uno de los dos se ve una diferencia alrededor del 7 % entre los dos, esto en la muestra de los 119 puentes, pero en la muestra de los 20 restantes, la discrepancia de resultados es insignificante.
8. En el método se estudia la contribución de cada uno de los parámetros, y según los resultados obtenidos la intensidad de la aceleración pico del terreno ofrece el

mayor peso, pero seguido de él se encuentra el efecto de licuefacción del sitio, en tercer y cuarto lugar estas las especificaciones de diseño y la longitud de apoyo. Es de resaltar la importancia que tiene el efecto de licuefacción para el lugar de estudio donde fue realizada y verificada la metodología. Curiosamente el tipo de pila y el material de la subestructura contribuyen muy poco, según el método, en el análisis de vulnerabilidad. En un punto intermedio se encuentra el aporte de la superestructura en lo referente a tipo y forma, la irregularidad en geometría y rigidez del puente y las condiciones de sitio.

9. Ante lo expuesto en el número anterior, se puede decir que al abarcar en un análisis toda la variedad de puentes con los que puede contar un estado como New York los parámetros que en un tipo de puente pueden tener mayor importancia pueden tener menor en otro tipo. Por lo tanto, al tratar de igualar los parámetros que influyen en general en varias tipologías de puentes, los resultados de contribución son justificables.
10. El parámetro de aceleración pico del terreno se determina con base en las características de sismos particulares de la región y de las leyes de atenuación del movimiento del terreno.
11. Con base en el año de construcción del puente se puede extraer las condiciones de diseño y construcción de la estructura, de aquí que el año de construido sea una buena forma de evaluar este parámetro.
12. El factor de la superestructura se evalúa tomando en cuenta tanto el tipo de subestructura del cuerpo principal del puente, de su material y de la continuidad de este.
13. Es importante tener en cuenta como factor de influencia en la vulnerabilidad de puentes el ángulo de sesgamiento, esto fue estudiado en el capítulo de comportamiento sísmico de puentes.
14. La pobreza de información en lo respectivo a suelos en cada uno de los sitios de ubicación de los puentes es también una barrera para el mejoramiento de un modelo de atenuación, determinación de efectos de amplificación de sitio y fenómenos de licuefacción.

Capítulo 5

CONCEPTO DE FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD DE VAZ BAIRRAO

Esta metodología se basa en el concepto de función de vulnerabilidad como una herramienta fundamental para el cálculo de la probabilidad de falla e involucra la consideración de condición de falla local predefinida y su generalización a toda estructura (Vaz y Bairrao, 1996).

5.1. CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

El problema más simple de seguridad estructural puede ser expuesto, según Borges (Vaz y Bairrao, 1996), considerando una población de estructuras bajo la acción de fuerzas S cuya intensidad es valorada mediante una variable real X . La falla ocurre cuando la variable X alcanza la resistencia R . Asumiendo que S y R son variables Randon es posible el definir $f(S, R)$ como una función de densidad de probabilidad de S y R . Pudiéndose calcular la probabilidad de falla mediante :

$$P_f = \iint_{\Omega} f(S, R) \partial S \partial R \quad (5.1)$$

Si S y R son variables independientes, luego :

$$f(S, R) = f(S) \cdot f(R) = f_S(X) \cdot f_R(X) \quad (5.2)$$

y

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(X) f_S(X) \partial X \quad (5.3)$$

Equivalentemente :

$$P_f = \int_0^{\infty} (1 - f_S(X)) f_R(X) \partial X \quad (5.4)$$

Donde $F_S(X)$ y $F_R(X)$ representan las funciones acumulativas de las acciones y la resistencia, respectivamente.

En el presente contesto la función $f(S, R)$ es una función no conocida. No obstante, la definición de falla de una estructura puede basarse en la falla de sus elementos o sobre valores de parámetros que definen su comportamiento global.

5.2. FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD

La metodología esencialmente consiste en la estimación de una función de vulnerabilidad, como una herramienta fundamental para el cálculo de la probabilidad de falla de la estructura (Vaz y Bairrao, 1996) y consiste de los siguientes pasos :

- Cálculo de las variables de control, es decir las variables que describen los efectos de acción del sismo sobre la estructura mediante análisis lineal, considerando el valor característico de las acciones de los sismos.
- Diseño de las estructuras usando los resultados de un análisis lineal corregido con los coeficientes de comportamiento a ser estimados.
- Estimar la función de vulnerabilidad, definida como una función no lineal que relaciona los valores de los parámetros que describen la severidad a la carga (h) con los valores de las variables de control.

El tercer punto es el crítico de esta metodología, debido al alto esfuerzo computacional requerido para la estimación directa de la función de vulnerabilidad, involucrando el cálculo de respuestas estructurales no lineales con el fin de obtener valores de las variables de control seleccionadas. Los cálculos son desarrollados para varios valores de aceleración pico del terreno, mediante un adecuado escalonamiento de los acelerogramas seleccionados.

El método usado para estimar la función de vulnerabilidad requiere que para cada valor de aceleración pico unos pocos análisis sean desarrollados, considerando diferentes grupos de acelerogramas. El valor de la función de vulnerabilidad, para cada uno de los valores de aceleración pico del terreno se estima como el valor medio de los valores máximos de variables de control obtenidas para varios grupos de acelerogramas de entrada. Por otro lado, la selección del tipo y número de variables de control es consecuencia de las formas de como las condiciones de falla local se definen, por ejemplo falla de elementos.

5.2.1. Variables de control y condiciones de falla de los elementos

El modelo estructural usado para obtener la respuesta no lineal es un modelo de elementos finitos y por lo tanto cualquier descripción cuantitativa de la respuesta puede pasar a ser variable de control. En este caso particular, el comportamiento no lineal es cuantificado mediante un modelo de tipo de fibra haciendo posible el tomar ventaja de su modelación refinada y seleccionar como variables de control algunas cantidades las cuales son comúnmente abordados a nivel de diseño.

Entre la variabilidad, de resultados provenientes del modelo de tipo de fibra, la selección de los máximos valores de deformación en cada sección crítica aparece muy atractiva debido a las características intuitivas de aquellas cantidades.

Por lo tanto, los resultados guardados de cada análisis no lineal son solamente las máximas deformaciones a compresión en el hormigón y las máximas deformaciones a tensión en el acero del hormigón armado en cada sección crítica, significando que dos diferentes materiales, hormigón y el acero, son tomados en consideración para definir las condiciones de falla local. El problema precisamente aparece en este punto, en como transformar los resultados del análisis no lineal en simple función que represente la “*resistencia*” total de la estructura, para que la probabilidad de falla pueda ser calculada mediante una expresión similar a la ecuación (5.4) (Vaz y Bairrao, 1996).

El primer paso para resolver este problema es asignar una distribución de probabilidad a las máximas deformaciones en el hormigón y en el acero. Usualmente, se adopta una distribución log-normal, (Vaz y Bairrao, 1996):

$$P(\varepsilon) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\delta\varepsilon} \exp\left\{-\frac{\ln^2(\varepsilon/\beta)}{2\delta^2}\right\} \quad (5.5)$$

Donde β y δ son parámetros de la distribución. En general β y δ tienen valores numéricos cercanos al valor medio y al coeficiente de variación de la distribución, respectivamente.

Luego, para un valor dado del parámetro h el cual representa la severidad de la acción sísmica, por ejemplo la aceleración pico del terreno, es posible calcular para cada sección crítica, la probabilidad de falla P_{th} exactamente mediante la toma de la

función acumulativa ordinaria correspondiente a la función de densidad de la ecuación (5.5). Asumiendo que la estructura consiste de una “asociación quebradiza”, la probabilidad de “*falla global*” es equivalente a la probabilidad de tener la mínima “*falla local*”, la cual esta dada por :

$$P_{fh} = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{ih}) \quad (5.6)$$

Donde P_{fh} representa la probabilidad de falla global para el valor actual o real de parámetro h y n es el número de secciones críticas.

Si el proceso es ahora invertido buscando la abscisa correspondiente a la ordenada P_{fh} en la función acumulativa el valor de “*deformación global*” es entonces obtenido. Repitiendo el procedimiento para todos los valores de h , una función de vulnerabilidad global se puede obtener. Como se puede ver el resultado de este procedimiento consiste en la transformación del problema inicial contenido en n variables en un “*problema equivalente*” con solamente una variable.

Este procedimiento de Vaz y Bairrao (1996) puede ser extendido, si más de un material es tenido en consideración. En este caso la cantidad P_{fh} se estimará para todos los materiales y una probabilidad generalizada de falla P_{gh} pueden ser calculada de la probabilidad P_{ih} retornando nuevamente al concepto de asociación quebradiza.

Esta probabilidad P_{gh} , la cual, toma en consideración el comportamiento de varias secciones críticas y de varios materiales, esta dada por :

$$P_{gh} = 1 - \prod_{m=1}^{mat} (1 - P_{fh})_m \quad (5.7)$$

Otra vez, si el proceso es invertido, buscando la abscisa correspondiente a la ordenada P_{fh} de la función acumulativa, el valor de la deformación “*generalizada*”, el cual toma en cuenta no solamente todas las secciones críticas sino también todos los materiales, se obtiene. Repitiendo el procedimiento para todos los valores del parámetro h , una “*Función de Vulnerabilidad Generalizada*” se obtiene y la correspondiente función acumulativa F_c , cuyo significado es similar a $F_R(X)$ en la ecuación (5.4). La probabilidad de falla es entonces calculada mediante :

$$P_f = \int_0^{\infty} f_h(h) F_c(V(h)) \partial h \quad (5.8)$$

5.3. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO

A manera de aplicar el método de Vaz y Barria (1996), varios ejemplos son mostrados. A continuación se presentan.

5.3.1. Puentes analizados

Los puentes trabajados corresponden a puentes regulares con 3 y 5 pilas, contando con longitudes de 200 m y 300 m respectivamente. Estas longitudes corresponden a 4 y 6 luces de 50 m cada una. Las pilas son circulares huecas, de diámetros entre 2.0, 2.5 y 3.0 metros con espesor de 0.40 m, altura de pilas de 14 m a 28 m. Las pilas se asumen construidas conectadas a la losa y sobre la fundación. Los desplazamientos longitudinales son libres en todos los casos, en los estribos se asume que los desplazamientos transversales a la dirección longitudinal son restringidos. Se consideran radios de curvatura de 250 m, 500m y ∞ . El trazado general de los puentes incluidos en este grupo se muestra en la figura 5.1. Para el diseño de las estructuras, los valores de q de 1.5 y 3.0 fueron seleccionados, los cuales dan un número de 36 diferentes estructuras a ser diseñadas (2 valores de coeficientes de comportamiento por 3 valores de diámetro de pilas por 2 estructuras por 3 curvaturas).

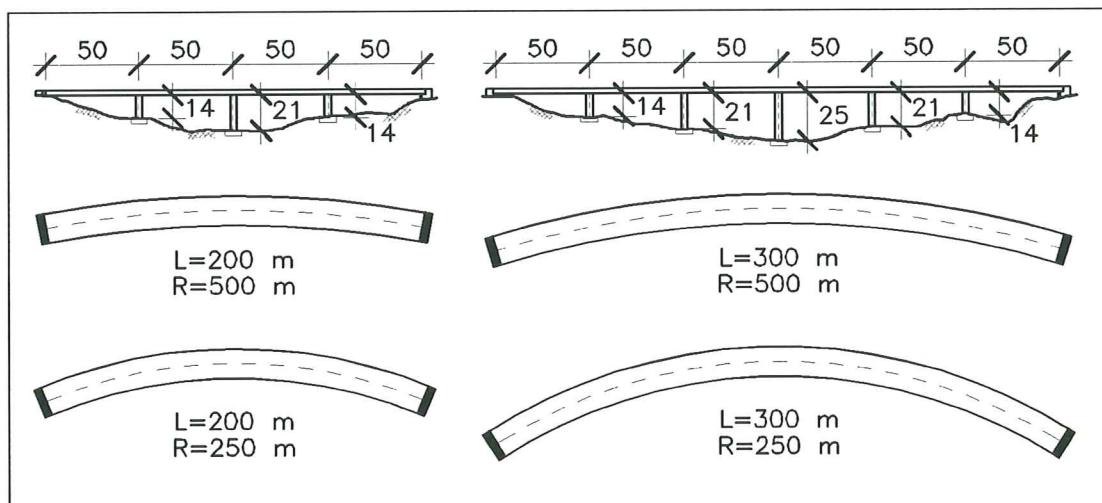


Figura 5.1. Trazado general de los puentes estudiados por Vaz y Barria (1996).

El primer paso en el análisis consiste en la caracterización dinámica de las estructuras, es decir, el cálculo de frecuencias naturales y correspondientes modos de vibración. Las frecuencias fundamentales en la dirección longitudinal y transversal son presentadas en la tabla 5.1. Es de mencionar que los valores presentados en la tabla corresponden al caso de radio de curvatura constante. La respuesta sísmica de configuraciones rectas fueron calculadas considerando el espectro de respuesta para

condición de suelo B, como lo prescribe el EUROCODE 8, asumiendo una aceleración pico del terreno de 150 cm/seg². Se tomó a su vez un valor uniforme de amortiguamiento $\xi=5\%$. La cantidad de reforzamiento longitudinal y transversal en cada sección crítica fueron obtenidas mediante la combinación de fuerzas debidas a la acción sísmica con resultados de otras acciones (cargas muertas, cargas por cambios de temperatura), considerando de coeficientes comportamiento $q = 1.5$ y $q = 3.0$, y un coeficiente de seguridad $\gamma_E = 1.0$ (RSA, 1983). Para un coeficiente de comportamiento igual a 3.0 el reforzamiento en un número significante de secciones esta gobernado por la mínima cantidad prescrita en el código Portugués para estructuras de hormigón Pretensado y armado, REBAP (1983), el cual es muy similar al EUROCODE 2. Para configuraciones curvas las secciones críticas se asumen teniendo el mismo arreglo tanto para el reforzamiento longitudinal como transversal de las secciones críticas de los puntos rectos con similar localización.

Tabla 5.1. Frecuencias fundamentales de los puentes analizados con la metodología de Vaz y Barriao (1996).

LONGITUD PUENTE (m)	DIAMETRO PILAS (m)	FRECUENCIA TRANSVERSAL (hz)	FRECUENCIA LONGITUDINAL (hz)
200	2.0	0.571	0.818
200	2.5	0.711	1.121
200	3.0	0.887	1.384
300	2.0	0.355	0.732
300	2.5	0.479	1.016
300	3.0	0.623	1.274

5.3.2. Modelos numéricos

Los puentes fueron idealizados mediante modelos espaciales utilizando elementos viga con 6 grados de libertad por nodo. El peso se asumió distribuido a lo largo de la longitud.

En el análisis no lineal, el principal supuesto es el considerar el tablero bajo comportamiento elástico lineal y que las zonas críticas están localizadas en los extremos de las pilas. En consecuencia, se asume que el mecanismo de disipación de energía esta constituido por articulaciones histeréticas en el pie de las pilas. Estas articulaciones están representadas mediante elementos finitos de viga no lineales con una longitud igual a la longitud de una articulación plástica equivalente, la cual se basa en resultados presentados por Prestley ; en este estudio de Vaz y Bairrao (1996) una longitud de 1.9 m fue estimada para las articulaciones plásticas en la parte inferior de las pilas. El comportamiento no lineal en las articulaciones plásticas potenciales se cuantificó mediante las curvas momento versus curvatura determinada

para una fibra modelo. Este modelo involucra la discretización de las secciones críticas en un número de “filamentos” de hormigón con un comportamiento uniaxial con barras de acero consideradas una a una.

El sismo de entrada consistió de un grupo de acelerogramas artificiales, construidos recombinando el espectro de diseño. Cada grupo de acelerogramas fue constituido por 3 diferentes acelerogramas, correspondientes a la direcciones X , Y , y Z global.

5.3.3. Estrategia del análisis

Los puentes se diseñaron considerando el espectro de respuesta descrito en el EUROCODE 8, con condición de suelo tipo B y aceleración pico del terreno de 190 cm/seg². Además, 5 diferentes grupos de acelerogramas, con una duración de 10 segundos, fueron construidos para combinar el espectro ; cada grupo contando con 3 acelerogramas correspondientes a las direcciones globales X , Y y Z respectivamente. Los acelerogramas a lo largo de la dirección global Z representan la componente vertical de la acción del sismo, y consecuentemente, ellos fueron escalados por el factor 2/3, relativo a la intensidad de las componentes horizontales. La duración de todos los acelerogramas fue de 10 segundos.

Los análisis no lineales fueron desarrollados para las 15 siguientes valores de aceleración pico del terreno (cm/seg²) : 80, 100, 200, 300, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800, 900 y 1000.

Para el cálculo de las probabilidades de falla, los siguientes valores de los parámetros de las distribuciones lognormal las cuales describen las características del material, expresada en deformaciones, fueron asumidas :

1. Hormigón : $\beta = 0.01$ y $\delta = 0.12$.
2. Acero : $\beta = 0.07$ y $\delta = 0.05$.

5.3.4. Resultados

Las probabilidades de falla calculadas están presentadas en la figura 5.2 para períodos de 50 años, en forma de gráficos de columnas.

De los resultados se puede decir lo siguiente según Vaz y Bairrao (1996):

1. El efecto de la curvatura del tablero fue más notable para puentes de 300 m de longitud, posiblemente indicando que, para una curvatura de tablero dado, la vulnerabilidad se incrementa con la longitud.

En la figura 5.2 esto es más evidente para estructuras de baja frecuencia (diámetro de pilas $\phi = 2.0$ y 2.5 m).

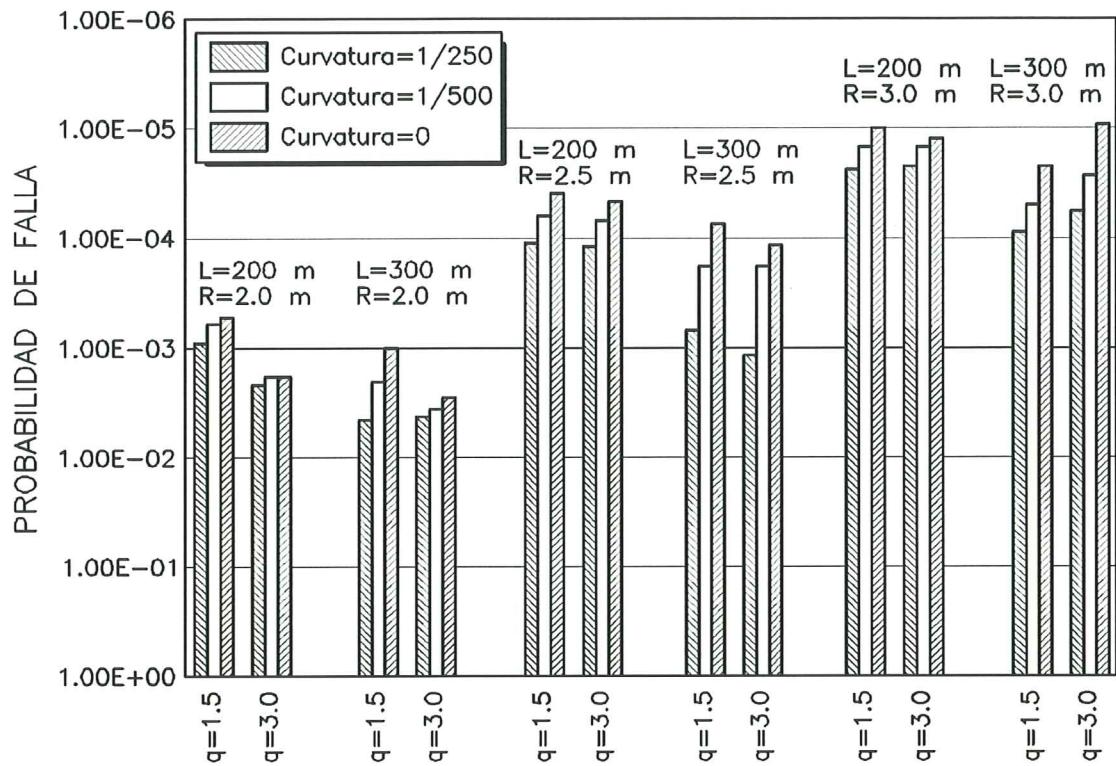


Figura 5.2. Probabilidad de Falla por el método de Vaz y Bairrao (1996).

2. Estructuras con frecuencias transversales bajas son más vulnerables, lo cual esta en concordancia con los resultados más viejos obtenidos para puentes similares trabajados anteriormente (Vaz y Bairrao, 1996).
3. En general, la adopción de valores altos de los coeficientes de comportamiento corresponden, con muy pocas excepciones altos valores de probabilidad de falla.
4. En algunos casos la curvatura del tablero muestra tener una insignificante influencia en la probabilidad de falla, como puede ser observado para puentes con diámetro de pilas de $\phi = 2.0$, designado por $q = 3.0$. La máxima diferencia en la probabilidad de falla de las estructuras analizadas, considerando los valores extremos de los radios de curvatura, 250m y α , es alrededor de un orden de magnitud.

La probabilidad de falla esta gobernada por la condición de falla adoptada para el hormigón, significando que la falla ocurre debido a la compresión del hormigón.

La probabilidad de falla obtenida para puentes rectos han sido dibujados junto con los resultados anteriores obtenidos para otros puentes (Vaz y Barria, 1996) contra la frecuencia transversal fundamental, como se muestra en la figura 5.3.

Regresiones exponenciales fueron desarrolladas para estimar la relación entre los coeficientes de comportamiento y las características dinámicas de la estructura.

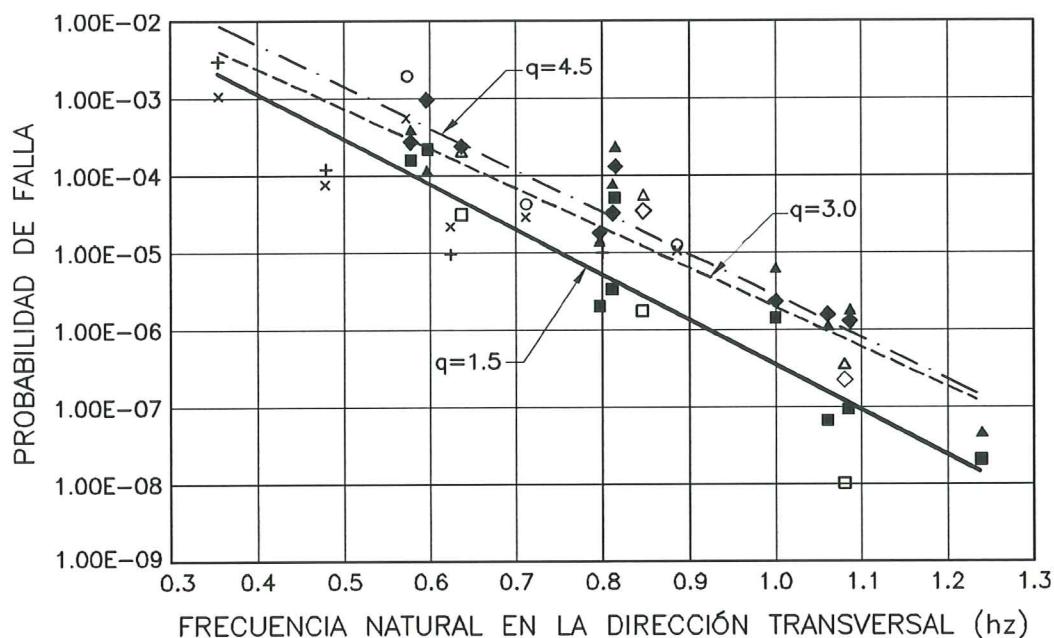


Figura 5.3. Probabilidad de Falla de los puente rectos por el método de Vaz y Barria (1996).

5.4. COMENTARIOS DEL MÉTODO

El principal resultado ha sido conservado esta representado en la figura 5.3, según Vaz y Barria (1996), mostrando que :

1. La vulnerabilidad estructural se incrementa cuando la frecuencia natural en la dirección transversal decrece. Este resultado básicamente está de acuerdo con las prescripciones de CALTRANS concernientes a los factores de reducción de fuerza. Sin embargo, estos están en profundo desacuerdo con los resultados de recientes investigaciones de diferentes autores sobre sistemas no lineales de múltiples grados de libertad y sobre estructuras construidas, los cuales exhiben una tendencia opuesta.

2. Adicionales investigaciones, considerando otros tipos de estructuras que la simple estudiada deben ser tenidos en cuenta en futuros trabajos. También la simplificación inherente para la reducción de la estructura a asociación frágil para la definición de las condiciones de una falla global, como previamente se expuso, pueden ser poco reales, por lo menos en algunos casos, y mejoramientos en este campo serían muy importantes.
3. Un importante tema concierne al modelo numérico en si y esta relacionado con su viabilidad. Los valores de la probabilidad de falla son probablemente sobreestimados, debido a asumir que el tablero tiene un comportamiento elástico y que permanece en este comportamiento.
4. El diseño reciente de un importante número de puentes con tableros pretensados en Portugal han mostrado que, para aceleraciones pico del terreno alrededor de 500 a 600 cm/seg², los procedimientos de diseño tradicionales fallan ; esto tiene su explicación en la omisión que se le ha hecho a la componente vertical dentro del diseño. Hechos los estudios se llego a que el diseño del tablero esta gobernado por la acción sísmica, debido al efecto de la componente vertical. Para estas intensidades el diseño de los apoyos están también encauzados por los efectos debidos a la componente vertical de la acción sísmica. Consecuentemente, estos efectos no deben ser ignorados en el cálculo de la función de vulnerabilidad, en por lo menos los análisis considerando aceleraciones pico del terreno más altas que las mencionadas.
5. Finalmente, el análisis de los resultados han mostrado que todas las componentes del sismo deben ser consideradas simultáneamente en los análisis no lineales. De hecho, las pilas localizadas en lugares simétricos a lo largo del eje axial exhiben significante diferencias en lo concerniente a la rigidez axial, el cual junto con los efectos de la componente vertical hacen que la simetría del modelo numérico desaparezca y se originen tipos complejos de comportamiento.

Capítulo 6

MÉTODO DE CALCULO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES EXISTENTES PROPUESTO POR MIRANDA APLICADO A PUENTES

Si bien, se reconoce que el daño estructural relacionado con el sismo es preliminarmente producido porque las demandas de deformación son mayores que la capacidad de deformación de los miembros y de las conexiones de la estructura, la mayoría de los métodos usados en la práctica para evaluar sísmicamente a las estructuras existentes se basan en la comparación de las demandas de esfuerzos, calculados generalmente bajo análisis lineales elásticos usando fuerzas laterales reducidas, con la capacidad de esfuerzos de los miembros. Por otro lado, los métodos de evaluación detallados de vulnerabilidad sísmica han sido propuesto basados en análisis inelásticos, siendo estos métodos frecuentemente largos, complejos y exigentes. Por todo lo anterior existe una necesidad de metodologías simplificadas para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes que pueda proveer una información valiosa con poco esfuerzo pero con una grado de confiabilidad similar a los métodos de evaluación detallados basados en análisis inelásticos a lo largo del tiempo tomando la estructura completa.

Muchos de los estudios de vulnerabilidad expresan el nivel de daño en una estructura en términos de la intensidad de Mercalli Modificada (MMI) o la intensidad MSK (Whitman et al., 1973, Sauter et al., 1980, Applied Technology Council, 1985).

Una de las desventajas de expresar el nivel de daño en función de la intensidad MMI, es que estos parámetros son en si mediciones de daño. Además, la intensidad MMI es un parámetro subjetivo que depende de los requerimientos de los códigos locales y la asignación del valor de intensidad específico para una región dañada varía de investigador a investigador. Con la finalidad de vencer algunas de estas desventajas se hace la relación de la intensidad MMI con la aceleración pico del terreno (Sauter et al. 1980, Dong et al. 1988), sin embargo este parámetro del movimiento del terreno tiene muy poca correlación con el daño observado (Bertero et al., 1991).

Los daños estructurales producidos por sismos son ante todo el resultado de deformaciones laterales, así la mejor forma de medir la amenaza sísmica en una estructura es a través de un parámetro de desplazamientos y expresar la vulnerabilidad en términos de su capacidad de deformación. Recientemente ha habido un creciente interés en procedimientos de diseño sísmico basados en desplazamientos (Moehle 1992, Bertero et al. 1991, Wallace 1995, Calvi y Kingley 1995, Kowalsky et al. 1995), sin embargo estos estudios han estado orientados al diseño de estructuras nuevas y no a la evaluación de las existentes. El objetivo del método de Miranda es el presentar un método simplificado basado en un desplazamiento para la evaluación de estructuras existentes (Miranda, 1996).

6.1. EXPLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO EN EDIFICACIONES EXISTENTES

El método propuesto por Miranda se basa en el uso de un sistema equivalente de un grado de libertad, SDOF, para evaluar el comportamiento de sistemas de múltiples grados de libertad, MDOF. No siendo un problema el desarrollar un sistema de SDOF equivalente a uno de MDOF para estimar la respuesta ante la acción sísmica, Miranda propone una evaluación simplificada para edificaciones existentes, consistente en los siguientes pasos :

1. Construir y calibrar modelos matemáticos lineales y no lineales de edificaciones.
2. Orientar un análisis no lineal estático - colapso (por ejemplo el push-over) para las edificaciones.
3. Con los resultados del análisis estático no lineal de la edificación, determinar una relación entre la demanda de deformación global y local para diferentes niveles de deformación. Los parámetros usados son demandas de ductilidad global y local, μ_G y μ_L , respectivamente, índices de deriva global y local, γ_G y γ_L , respectivamente. Estos índices son definidos como sigue :

$$\mu_G = \frac{\delta_{r,max}}{\delta_{r,y}} \quad (6.1)$$

$$\mu_L = \frac{\gamma_{max}}{\gamma_y} \quad (6.2)$$

$$\gamma_G = \frac{\delta_{r,max}}{H} \quad (6.3)$$

$$\gamma_L = \left| \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_i} \right|_{max} \quad (6.4)$$

Donde $\delta_{r,max}$ es el desplazamiento máximo del piso, $\delta_{r,y}$ es el desplazamiento del piso en fluencia, γ_{max} es el índice de deriva entre pisos máximo, γ_y es el índice de deriva entre pisos en la fluencia, δ_i es el desplazamiento lateral en el nivel i , H es la altura del piso y h es la altura de entrepiso.

4. Desarrollo de un modelo de un SDOF equivalente a un sistema de MDOF.
5. Orientar un análisis a lo largo del tiempo no lineal con el sistema equivalente SDOF para estimar la demanda al desplazamiento global y la demanda de ductilidad global.
6. Con la relación entre la demanda de deformación global y local calculada en el paso 3, estimar la demanda de deformación local.
7. Determinar la adecuación de la edificación usando una función de vulnerabilidad la cual depende de un índice de deriva de entrepiso máximo.

Para una estructura elástica lineal la relación entre los índices de desplazamiento global y local permanecen constantes a pesar de nivel de deformación lateral. Sin embargo, para estructuras no lineales, esta relación depende de nivel de deformación inelástica. Habrá una gran diferencia para estructuras que tienden a concentrar deformaciones inelásticas en un solo piso o en unos cuantos pisos (por ejemplo aquellos que tienden a formar pisos blandos debido a irregularidades verticales en esfuerzos y rigideces y o en estructuras que han sido diseñados con columnas débiles y vigas fuertes). La relación calculada en el paso 3, la cual es una función del nivel deformación inelástica, es estrictamente valido para cargas estáticas y una forma de carga particular (por ejemplo distribución de fuerzas laterales sobre la altura de la

estructura), sin embargo en esta metodología se usa para estimar las demandas de desplazamiento local durante movimientos sísmicos.

Alternativamente para la realización del análisis no lineal a lo largo del tiempo con el sistema equivalente SDOF en el paso 5, se puede usar espectros de demanda de esfuerzos inelásticos probabilísticos o determinísticos y espectros de demanda de desplazamientos inelásticos (Miranda, 1993a, 1993b) para estimar las demandas de ductilidad global o demandas de desplazamientos máximos del piso.

6.1.1. Funciones de vulnerabilidad

En contraste con las mayoría de las funciones de vulnerabilidad las cuales relacionan el nivel de daño con MMI o con la aceleración pico del terreno, se propone relacionar el “*nivel de daño en la edificación*” con el “*índice de deriva de entrepiso máximo*”.

La función de vulnerabilidad propuesta se da como :

$$DI = 1 - \exp \left[\ln(0.5) \left(\frac{\gamma_{maz}}{\bar{\gamma}} \right)^{\alpha} \right] \quad (6.5)$$

Donde DI es el índice de daño el cual varia de 0, no daño, a 8, daño máximo, $\bar{\gamma}$ y α son parámetros los cuales dependen de índice de deriva asociado con el inicio del daño en la edificación y el máximo índice de deriva que el piso crítico en la edificación puede resistir. Ejemplos de las funciones de vulnerabilidad calculadas con la anterior ecuación son mostrados en la figura 6.1. , para un pórtico de hormigón armado resistente a momentos construido antes de 1971 en California (MRF), y un pórtico de hormigón armado resistente a momentos construido después de 1985 en California (SMRF), esto no aparece graficado. Para el primero el índice de deriva de 0.004 ha sido tomado como el inicio del daño en la edificación ($DI-1$) y de 0.012 como la capacidad de deriva de entrepiso (por ejemplo máximo índice de deriva que el piso crítico de la edificación puede resistir). Los correspondientes valores de $\bar{\gamma}$ y α son 0.008 y 4.42, respectivamente. Para SMRF un índice de deriva entrepiso de 0.005 ha sido usado como el inicio del daño y 0.030 como la capacidad de deriva entrepiso. En estos casos, el correspondiente valor de $\bar{\gamma}$ y α son 0.015 y 2.1 respectivamente.

6.2. USO DE LA METODOLOGÍA A ESTRUCTURAS COMO PUENTES

Este método puede ser aplicado en puentes donde predomina el comportamiento en la dirección longitudinal por las siguientes razones :

1. El método esta basado en la comparación de los desplazamientos laterales máximos y las demandas de ductilidad con su correspondiente capacidad. Esta comparación de la demanda y capacidad se hace tanto a nivel local como a nivel global.
2. Las demandas de deformación sísmica global sobre la estructura son obtenidas mediante el calculo de la respuesta en un sistema equivalente no lineal de un grado de libertad a través de la integración numérica paso a paso.

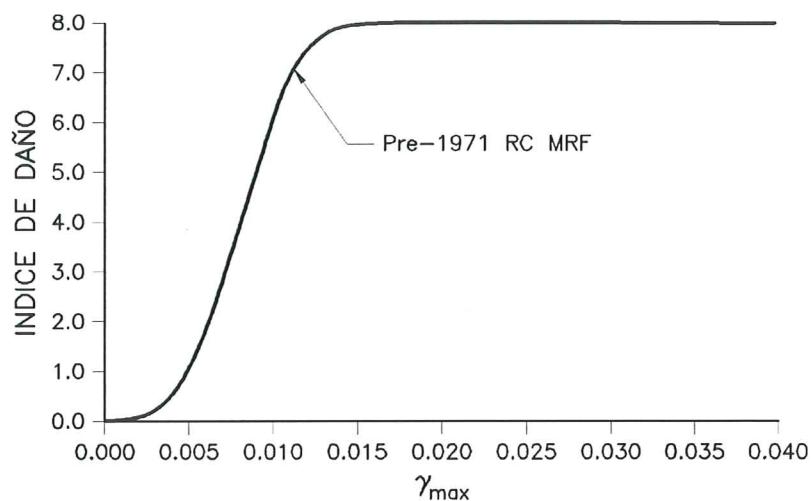


Figura 6.1. Ejemplo de Función de Vulnerabilidad basado en el método propuesto por Miranda (1996).

6.3. COMENTARIOS DEL MÉTODO

Según el autor de la metodología, el método simplificado para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes tiene las siguientes ventajas (Miranda, 1996):

1. Un método simplificado para evaluar sísmicamente a las edificaciones existentes se presenta. El método esta basado en la comparación de los desplazamientos laterales máximos y las demandas de ductilidad con su correspondiente capacidad con la finalidad de calcular la vulnerabilidad sísmica de las estructuras durante movimientos sísmicos del terreno severos. Esta comparación de la demanda y capacidad se hace tanto a nivel local como a nivel global. Las demandas de deformación sísmica global sobre la estructura son obtenidas mediante el calculo de la respuesta en un sistema equivalente no lineal de un grado de libertad a través

de la integración numérica paso a paso. Las demandas de deformación local son calculadas usando una relación precomputo entre las demandas de deformación global y local la cual no es constante y varia preliminarmente con el nivel de deformación lateral impuesto en la edificación.

2. La relación inherente entre la demanda sísmica y suministro se toma de acuerdo al cálculo de la demanda sísmica como función de la resistencia lateral de la estructura.
3. El comportamiento inelástico es explícito al considerar la estimación de la demanda de deformación y la capacidad de deformación de la estructura.
4. Se produce una buena estimación de la demanda de deformación inelástica global y local. Identificando la localización y la exactitud de las deficiencias estructurales en la estructura existente.
5. Dado el esfuerzo computacional que involucra el método simplificado este solo consiste en una pequeña fracción del que involucra un análisis inelástico a lo largo del tiempo de toda la estructura, esto permite la consideración de un mayor número de sismos de entrada a la estructura. Luego permite dedicar mas tiempo en el estudio de la vulnerabilidad de la estructura considerando la gran incertidumbre sobre las características de los movimientos sísmicos futuros.
6. Usando este método simplificado la vulnerabilidad sísmica de la estructura puede ser fácilmente chequeada usando criterios de dos niveles en los cuales el comportamiento de la edificación se calcula por un sismo de nivel de serviciabilidad y por un sismo de nivel de seguridad.
7. El uso del método simplificado se ejemplifica en el calculo de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de hormigón armado de diez niveles localizado al sur de California. Los resultados son comparados con los resultados de un análisis en el tiempo no lineal.

REFERENCIAS

- Applied Technology Council (1985). *Earthquake Damage Evaluation Damage for California*, Report ATC-13, Palo Alto, California.
- Applied Technology Council (1983). *Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges*, Report ATC-6-2, Palo Alto, California.
- Barenberg, M. E. y Fouch, D. A. (1988). "Evaluation of seismic design procedures for highway bridges", *Journal of Structural Division*, ASCE, 114(7), 1588-1605.
- Bertero, V., Anderson, H., Krawinkler, H. y Miranda, E. (1991). *Design Guidelines for Ductility and Drift Limits :Buildings*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC-91/15.
- Borri, A., Augusti, G., Ciampoli, M. (1994). "Optimal Allocation of Recourses in Reduction of the Seismic Risk of Highway Networks", *Engineering Structural*, 16 (7), 485-497.
- Buckle, I. G., Friedland, I. M. y Cooper, J. D. (1994). A Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, *Boletín NCEER*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 9-14.
- CALTRANS (1992). "Multi Attribute Decision Procedure for the Seismic Prioritization of Bridges Structures", *California Dept. of Transp. Internal Rep.*, Division of Structures, Sacramento, California, 1992.
- Dicleli, M. (1996). "Seismic Performance of Multi-Span Simply Supported Highway Bridges Having Steel Columns", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 116.

- Dicleli, M. Y Bruneau, M. (1996). "Quantitative Approach to Rapid Seismic Evaluation of Slab-on-Girder Steel Highway Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1160-1168.
- Dicleli, M. y Bruneau, M. (1995a). "An Energy Approach to Sliding of Single-Span Simply Supported Slab-on-Girder Steel Highway Bridges with Damaged Bearings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 395-409.
- Dicleli, M. y Bruneau, M. (1995b). "Seismic Performance of Single-Span Simply Supported and Continuous Slab-on-Girder Steel Highway Bridges", *Journal of Structural Engineering*, 1497-1506.
- Dong, W., Wong, F., Kim, J. y Shah, H. (1988). "A Knowledge Based Seismic Risk Evaluation System for the Insurance and Investment Industries (IRAS)", *Proceeding of the 9th WCEE*, Tokio, Japan.
- Dunker, K. F. y Rabbat, B. G. (1995). "Assessing Infrastructure Deficiencies : The Case of Highway Bridges", *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, 1(2), 110-120.
- EUROCODE 2 (1991), *Design of Concrete Structures*, Parte 1, European Prestansdard ENV 1992-1-1.
- EUROCODE 8 (1984), *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, Parte 2 :Bridges, European Prestansdard ENV 1998-2.
- Federal Highway Administration (1987). Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges, *FHWA-IP-87-6*, U.S., Department of Transportation, Washington, D.C.
- Federal Highway Administration (1991). *Bridge inspector's training manual/90*, Washington, D.C.
- Hristovski, V. y Ristic, D. (1996). "New Integrated Concept Diagnosis of the State of RC Bridges under Service and Earthquake Loads Based on Progressive Failure Prediction", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 918.
- Kowalsky, M. J., Priestley, M .J. N. y MacRae, G.A.(1995). "Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 24, 1623-1643, 1995.

- Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. y Lobo, R.F. (1992). "IDARC Version 3.0 : A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *Technical Report NCEER-92-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Maldonado, E. y Chio, G. (1995). "Dinámica Estructural". Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- Mander, J. B., Mahmodzadegan, B., Bhadra, S. y Chen, S. S. (1996). "Seismic Evaluation of a 30 Year Old Non-Ductile Highway Bridge Pier and Its Retrofit", *Report NCEER-96-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Miranda, E. (1996). "Assessment of the seismic vulnerability of existing building", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 513.
- Miranda, E. (1993a). "Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra", *Journal of Structural Engineering*, 119, 1319-1338.
- Miranda, E. (1993b). "Probabilistic Site-Dependent Nonlinear Spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 1031-1046.
- Moehle, J.P. (1992). "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, EERI, 8, 403 - 428.
- MOPU (1991). "I Simposio Nacional sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes", Dirección General de Carreteras, Asociación Técnica de Carreteras, Comité español de la A.I.P.C.R., Asociación Técnica Española del Pretensado, Madrid, 18-20.
- New York State Department of Transportation (1992). *Bridge inspector manual-82*, Albany, N.Y.
- Park, Y.J., Reinhorn A.M. y Kunnath, S.K. (1987). "IDARC : Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame Shear-Wall Structures", *Technical Report NCEER-87-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Penzien, J., Imbsen, R. A. y Liu, W. D. (1981). "Nonlinear Earthquake Analysis of Bridges Systems", User Instructions, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

- REBAP (1983). *Regulamento de Estructuras de Betao Armado e Pré-esforçado*, Lisboa.
- Ren, S. y Gaus, M. P. (1996). "GIS Tool for Regional Bridge Seismic Risk Assessment", *Reporte técnico del Departamento de Ingeniería Civil GIS-2*, Departamento de Ingeniería Civil, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 2-22.
- RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções em Estructuras de Edificios e Pontes*, Lisboa.
- Sauter, F., McCann, M.W. y Shab, H.C. (1980) "Determination of Damage Ratios and Insurance Risks for Seismic Regions", *Proceedings of the 7th WCEE*, Istambul, Turkey, 9, 263-270.
- Stuart D., Jernican, J. B., Taylor, C. E. y Hwang T. (1995). "Seismic Vulnerability Assessment of Highway Systems", *Boletin NCEER*, 9(4).
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1994). *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges*, Washington D.C.
- Vaz, C. T. y Bairrao, R. (1996). "Quantification of Behavior Coefficients for Curved RC Bridge", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 1557.
- Wallace, J.W. "Seismic Design of RC Structural Walls. Par I :New Code Format", *Journal Structural Engineering*, 121, 75-87, 1995.
- Whirman, R.V., Reed, U.W. y Hong, S.T., "Earthquake Damage Probability Matrices", *Proceeding of the 5th WCEE*, Rome, Italy, 2, 2531-2540, 1973.
- Wilson, J.C., Liu, T. (1991). "Ambient Vibration Measurements on a Cable-Stayed Bridge", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, 723-747.

XiZhu, X., Chen, X. y Rong, Z., "Seismic Behavior of Diaphragms in RC Bridges", *Eleven World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 118, 1996.

Xueshen, J. y Shuming, F, "The Definition of Vulnerability Matrixes for Transportation Systems", *Proceeding os the Fifth International Conference on Seismic Zonatio*, Nice, Francia, 101-108, 1995.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Ánalisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estructuras*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995

- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997
- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998
- IS-26 *Ánalisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, 91pp., 1998

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.