

PERSPECTIVAS EN LA ESTIMACIÓN DEL ESPECTRO SÍSMICO DE DISEÑO DE PUENTES EN COLOMBIA

PERSPECTIVES IN THE ESTIMATION OF SEISMIC SPECTRUM OF BRIDGES DESIGN IN COLOMBIA

Darío, Farías García

Ing. Civil. Gerente de Darío Farías y Cia. Ltda. – Ingenieros Consultores. e-mail:
dariofarias@etb.net.co

Wilmer Julián, Carrillo León

Ing. Civil, M.Sc.. Profesor Facultad de Ingeniería, Universidad Militar Nueva Granada. Estudiante de Doctorado en Estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México. e-mail: wcarrillo@umng.edu.co

Fecha de recepción: Abril 15 de 2006.

Fecha de aprobación: Noviembre 15 de 2006.

RESUMEN

Teniendo en cuenta la ubicación geográfica de Colombia y los avances investigativos alcanzados en países desarrollados, es necesario actualizar y modificar la normativa vigente en cuanto al diseño sismo-resistente de los puentes en Colombia. Uno de los parámetros de diseño que se busca mejorar y actualizar es el espectro de diseño (demanda sísmica) teniendo en cuenta los estudios de amenaza sísmica local realizados en las ciudades más importantes del país. En este trabajo se presentan los resultados preliminares de una investigación analítica en el campo de la ingeniería estructural y sísmica donde se realiza la evaluación y comparación de las metodologías propuestas en Colombia y el mundo para estimar la demanda sísmica en las estructuras de los puentes. Adicionalmente, se muestra un caso de estudio y los resultados obtenidos al utilizar los espectros de diseño propuestos en las diferentes metodologías analizadas.

PALABRAS CLAVE: espectro de diseño, demanda sísmica, puentes.

ABSTRACT

Considering the geographic location of Colombia and the advances in research reached by developed countries, it is necessary to update and modify the current standard in earthquake-resistant design of bridges in Colombia. One of the design parameters that requires improving and updating is the design spectrum (seismic demand) considering the studies of local seismic risk, already made in many of the most important cities of the country. In this paper, the preliminary results of an

analytical investigation in the field of structural and seismic engineering are presented, where an evaluation and a comparison of the methodologies proposed in Colombia as well as world-wide are made, to evaluate the seismic demand in bridge structures. Additionally, a case of study is shown, and the results obtained using the proposed design spectrums in the different analyzed methodologies are presented.

KEY WORDS: design spectrum, seismic demand, bridges.

INTRODUCCIÓN

La experiencia obtenida de sismos a nivel mundial ha demostrado que se deben replantear las normas existentes no solo en cuanto a la magnitud de la demanda sísmica, sino también a los requisitos de análisis y de diseño con el fin de cumplir objetivos de comportamiento (estados límite) que estén acordes con las necesidades propias de cada estructura de puente. Es decir, se deben tener claramente definidos los niveles de daño que se espera ocurran en el momento del movimiento sísmico de diseño. Esta tarea se viene realizando cuidadosamente en varios países mediante el desarrollo de investigaciones profundas en el tema, las cuales se confrontan con los resultados experimentales de laboratorio y con el comportamiento observado de las estructuras de los puentes durante un determinado evento sísmico. La normativa Colombiana no puede quedarse atrás y debe hacerse partícipe en este tipo de trabajos investigativos, no sólo atendiendo las normativas de países desarrollados, sino realizando investigaciones juiciosas y con personal capacitado, con el fin de tener una reglamentación que plasme las condiciones geotécnicas, estructurales, económicas y funcionales propias de las estructuras de puentes de nuestro país. Es importante tener en cuenta que no se deben desconocer los resultados de la gran inversión investigativa y económica que se dedica en la publicación de este tipo de normas en países desarrollados, los cuales tienen en cuenta algunas características similares a las de nuestro país y son coherentes con los registros obtenidos de eventos sísmicos anteriores.

En este artículo se discuten y se analizan las metodologías utilizadas (ó en proceso de normalización) en los Estados Unidos (Normas AASHTO-02, AASHTO LRFD-04 y Guías MCEER/ATC-49) para evaluar la demanda sísmica en el diseño de las estructuras de los puentes, y se comparan con las formas espectrales de diseño propuestas en la Microzonificación Sísmica de Bogotá (Alcaldía Mayor de Bogotá, 2001), que se ha utilizado en algunas oportunidades como metodología para el diseño y rehabilitación de puentes.

1. METODOLOGÍAS INTERNACIONALES

Con el fin de conocer algunas de las metodologías propuestas actualmente o en proceso de publicación en Estados Unidos para evaluar la demanda sísmica en el análisis y diseño de los puentes, se presentan a continuación una breve reseña de estas metodologías:

1.1. NORMAS AASHTO-02 Y AASHTO LRFD-04.

En los Estados Unidos el código usual de diseño de puentes son las “Estándar Specifications for Highway Bridges” de AASHTO, las cuales llegaron hasta su edición No. 17 en el año 2002, donde se menciona que no habrán nuevas ediciones. En 1994 se publicó la primera edición del código AASHTO LRFD como código alternativo de diseño y en la edición No. 3 publicada en el año 2004, se indica que este código será de obligatorio cumplimiento en todos los estados de Estados Unidos a partir del año 2007.

La edición No. 17 de las Especificaciones Estándar para Puentes Viales AASHTO-02 y la edición No. 3 de las Especificaciones LRFD para Diseño de Puentes AASHTO LRFD-04 publicadas por la Asociación Americana de Vías Estatales y Transportes Oficiales AASHTO (por sus siglas en inglés) en su división I-A de AASHTO-02 ó en su sección 3.10.6 de AASHTO LRFD-04, estipulan que el coeficiente elástico de respuesta sísmica S_a , debe ser determinado de acuerdo con la Ecuación 1:

$$S_a = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \quad (1)$$

donde A es el coeficiente de aceleración para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente al 15% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir, un período de retorno (Tr) de aproximadamente 475 años; S representa el coeficiente de sitio que involucra los efectos de las condiciones específicas del suelo y T es el período del modo “ m ” de vibración.

Para suelos tipo III ó tipo IV ubicados en áreas donde el coeficiente $A \geq 0.30$, S_a no debe ser mayor a $2.0A$. Adicionalmente se presentan las siguientes excepciones:

- Para perfiles de suelo tipo III ó tipo IV y para modos diferentes al fundamental con períodos menores a 0.3 seg, S_a se debe determinar de acuerdo con la Ecuación 2.

$$S_a = A(0.8 + 4.0T) \quad (2)$$

- Para estructuras en las cuales T excede 4.0 seg, el valor de S_a para este modo puede ser determinado de acuerdo con la Ecuación 3:

$$S_a = \frac{3AS}{T^{4/3}} \quad (3)$$

- En la Figura 1 se muestra gráficamente la metodología propuesta por las Normas AASHTO-02 y AASHTO LRFD-04.

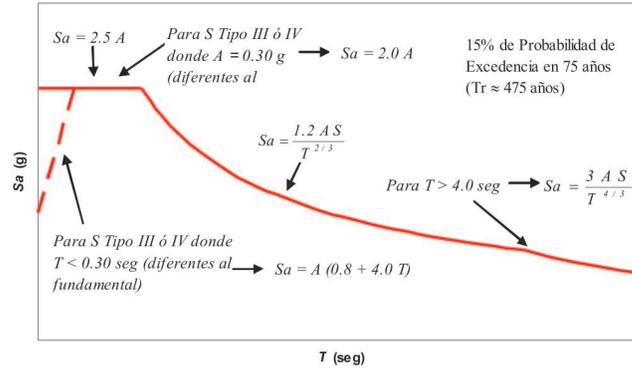


Figura 1. Espectro de diseño según AASHTO-02 y AASHTO LRFD-04.

Aunque la forma de evaluar la demanda sísmica (espectro de diseño) por medio de estas dos metodologías es igual, las exigencias del proceso de análisis y diseño estructural de los puentes son diferentes. Es decir, las especificaciones AASHTO LRFD-04 son mucho más estrictas en cuanto a los procesos de análisis sísmico y chequeo detallado de estados límite para cada uno de los elementos que conforman el puente (Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD por sus siglas en inglés).

1.2. GUÍA MCEER/ATC-49

La Guía LRFD recomendada para el diseño sísmico de puentes viales del ATC (Applied Technology Council) y del MCEER (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research), inicialmente fue concebida como parte integral de la Norma AASHTO LRFD-04. En la actualidad se presenta como una guía que está en proceso de ajustes para ser incorporada a la norma principal de diseño. Este documento especifica en su capítulo 3.4.1 (Espectro de diseño basado en procedimiento general) que el espectro de diseño para el Máximo Sismo Considerado (MCE, por sus siglas en inglés) y para el Sismo Esperado, debe ser calculado teniendo en cuenta la forma espectral mostrada en la Figura 2.

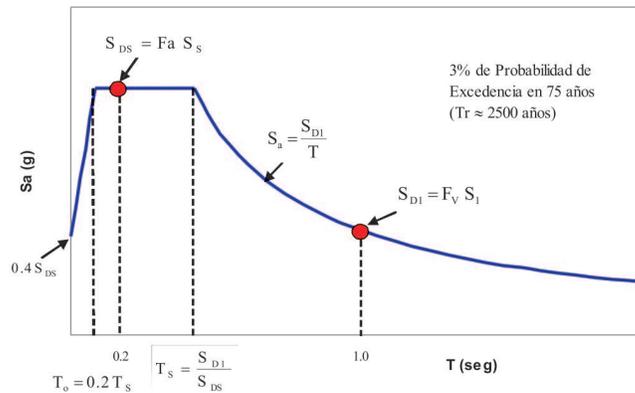


Figura 2. Espectro de diseño según MCEER/ATC-49

Las aceleraciones espectrales de diseño sísmico en períodos cortos S_{DS} , y en 1 seg de período S_{D1} , se deben determinar de acuerdo con las Ecuaciones 4 y 5 respectivamente.

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (4)$$

$$S_{D1} = F_v S_l \quad (5)$$

donde S_s y S_l son la aceleraciones espectrales en roca clase B para períodos de 0.2 y 1.0 seg respectivamente; F_a y F_v son los coeficientes para el rango de períodos cortos y largos respectivamente. El espectro de diseño mostrado en la Figura 2 cumple con el siguiente procedimiento:

- Para períodos menores o iguales a T_o , la aceleración espectral de diseño, S_a , se define por medio de la Ecuación 6:

$$S_a = 0.60 \frac{S_{DS}}{T_o} T + 0.40 S_{DS} \quad (6)$$

Para $T = 0$ seg, el valor de S_a es igual a la aceleración pico del suelo.

- Para períodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s , la aceleración espectral de diseño, S_a , se define por medio de la Ecuación 7:

$$S_a = S_{DS} \quad (7)$$

- Para períodos mayores a T_s , la aceleración espectral de diseño, S_a , se define por:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (8)$$

Donde $T_o = 0.2 T_s$, $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

El evento de más alto nivel, denominado Máximo Sismo Considerado (MCE, por sus siglas en inglés), describe los movimientos del suelo que tienen una probabilidad de excedencia del 3% en 75 años, el cual es equivalente al 2% de probabilidad de excedencia en 50 años ($Tr \approx 2500$ años). El evento de diseño de más bajo nivel, llamado Sismo Esperado (EE, por sus siglas en inglés), tiene movimientos del suelo correspondientes al 50% de probabilidad de excedencia en 75 años ($Tr \approx 100$ años).

Según esta nueva metodología, la escogencia del nivel del sismo de diseño, depende directamente de las necesidades del cliente, es decir, de cómo se espera que el puente se comporte durante su vida útil, lo cual está directamente relacionado con la importancia de la estructura y su período de reemplazo (vida útil). Por lo tanto, cada uno de los niveles del sismo de diseño cumplen con requisitos y exigencias (estados límite) propios del nivel de comportamiento que se espera que la estructura desarrolle cuando esté sometida a una demanda sísmica determinada. Es decir,

los puentes deben ser diseñados para que cumplan con el comportamiento de seguridad para la vida dado en la Tabla 1. Los Niveles más altos de comportamiento, como el objetivo de operación, pueden ser usados con la autorización del propietario del puente.

Tabla 1. Sismos de diseño y objetivos de comportamiento. Adaptada de ATC/MCEER (2003)

Probabilidad de excedencia de los movimientos sísmicos de diseño	Nivel de servicio/daño	Objetivo de comportamiento ⁽¹⁾	
		Seguridad para la vida	Operacional
Máximo Sismo Considerado (MCE). 3% de probabilidad de excedencia en 75 años	Servicio ⁽²⁾	Interrupción significativa	Inmediato
	Daño ⁽³⁾	Significativo	Mínimo
Sismo Esperado (EE) 50% de probabilidad de excedencia en 75 años	Servicio	Inmediato	Inmediato
	Daño	Mínimo	Mínimo a Ninguno

- (1) Objetivos de comportamiento: están definidos en términos del comportamiento inicial durante el MCE. El evento de Seguridad para la vida en el MCE significa que el puente sufre daño significativo e interrupción del servicio.
- (2) Niveles de Servicio:
- *Inmediato*: se debe dar acceso total al tráfico después de una inspección del puente.
 - *Interrupción significativa*: se permite el acceso limitado después de realizar apuntalamientos.
- (3) Niveles de Daño:
- *Ninguno*: puede estar presente la evidencia del movimiento pero no hay daño apreciable.
 - *Mínimo*: puede ocurrir mínima respuesta inelástica, pero el daño post-sísmico está limitado a fisuras de flexión en el concreto e inicio de fluencia en el acero. Las deformaciones permanentes son mínimas y deben realizarse algunas reparaciones sin condiciones de emergencia.
 - *Significativo*: aunque no hay colapso, podrían ocurrir deformaciones permanentes y daño por fisuración, fluencia del refuerzo, gran segregación del concreto, alta fluencia y pandeo local de las columnas de acero, y es posible la fisuración en las losas del puente. Estas condiciones pueden requerir el cierre para repararlo.

2. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOGOTÁ

El decreto 074 (Alcaldía Mayor de Bogotá, 2001) complementa y modifica el Código de Construcción de Bogotá al identificar los límites de la microzonificación sísmica por medio de espectros de diseño, los cuales se fundamentan en la Figura 3.

Donde T_o , T_c y T_L son los períodos inicial, corto y largo respectivamente; S_a representa la aceleración espectral; A_m y A_n son las aceleraciones máxima y nominal respectivamente; I representa el coeficiente de importancia; F_a es el factor de amplificación de la aceleración y F_v es el factor de amplificación de la aceleración en el intervalo de velocidades constantes.

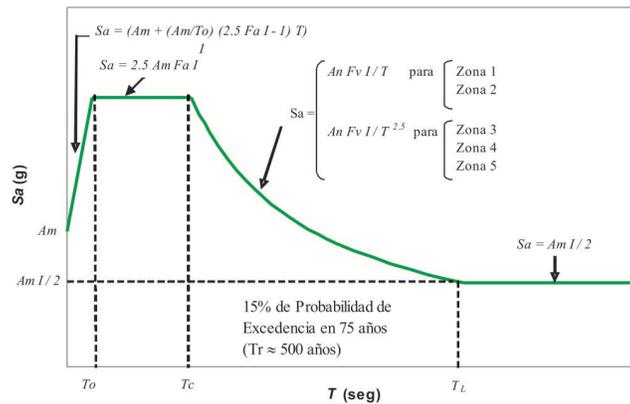


Figura 3. Espectro de diseño según Microzonificación Sísmica de Bogotá

3. COMPARACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

Con el fin de poder comparar las metodologías de las Normas AASHTO y la Guía MCEER/ATC-49, se calculan los espectros de diseño para dos ciudades de Estados Unidos. Una de ellas (San Francisco) ubicada en una zona de actividad sísmica alta y Miami, ubicada en zona de amenaza sísmica baja. Los espectros de diseño de las Normas AASHTO (al igual que los espectros de la Microzonificación Sísmica de Bogotá) están definidos para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (equivalente al 15% de probabilidad de excedencia en 75 años), es decir, su período de retorno, Tr , es aproximadamente igual a 475 años. Sin embargo, los espectros propuestos en la Guía MCEER/ATC-49 están definidos para una probabilidad de excedencia del 3% en 75 años ($Tr \approx 2500$ años) en el Máximo Sismo Considerado y del 50% en 75 años ($Tr \approx 100$ años) en el Sismo Esperado. Sin embargo, en esta última metodología es posible también obtener los espectros de diseño para otras probabilidades de excedencia, utilizando un software que complementa las guías y facilitan la estimación del espectro de diseño en cualquier sitio de los Estados Unidos.

En las Figuras 4 y 5 se muestran los espectros de diseño con una probabilidad de excedencia del 15% en 75 años ($Tr \approx 475$ años) para las ciudades de San Francisco y Miami en los Estados Unidos, utilizando las metodologías propuestas por las Normas AASHTO y por la Guía MCEER/ATC-49. Adicionalmente se muestran en la Figura 6 los espectros de diseño de la Microzonificación Sísmica de Bogotá, que aunque están propuestos para una zona específica de Colombia, podemos establecer algunos comentarios teniendo en cuenta que se están analizando dos casos extremos, San Francisco y Miami, zonas de actividad sísmica alta y baja respectivamente.

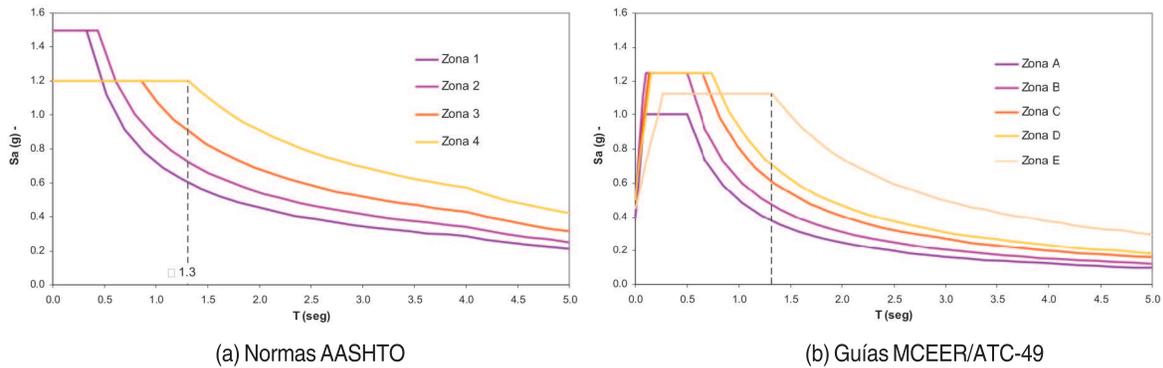


Figura 4. Espectros de diseño para la ciudad de San Francisco (USA) con $Tr \approx 475$ años

Aunque la pseudoaceleración espectral máxima de diseño para la ciudad de San Francisco es muy alta ($Sa_{max} \approx 1.5 g$) comparada con las máximas probables en el territorio colombiano según los estudios sísmicos realizados hasta el momento, se puede observar en la Figura 4 que aún para la zona de suelo más blando (Zona 4 en Normas AASHTO ó Zona E en Guías MCEER/ATC-49), la meseta del espectro se prolonga hasta un período máximo $T \approx 1.3 seg$. Adicionalmente se aprecia en esta figura que la pseudoaceleración espectral de diseño propuesta en las Guías MCEER/ATC-49 es aproximadamente 15% menor a la propuesta por las Normas AASHTO. Así mismo el descenso del espectro para la zona de períodos largos es mucho más marcado.

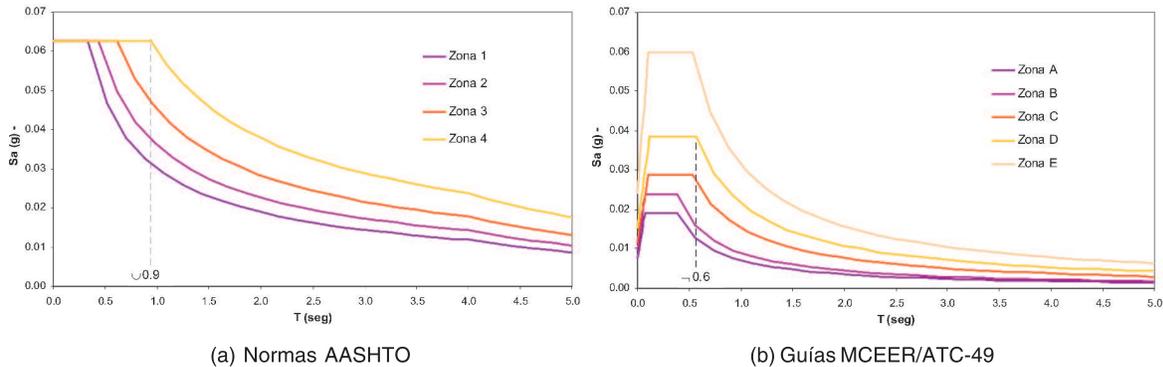


Figura 5. Espectros de diseño para la ciudad de Miami (USA) con $Tr \approx 475$ años.

Para una zona con amenaza sísmica baja, tal como la ciudad de Miami, la forma general de los espectros de diseño propuestos por las normas AASHTO y las Guías MCEER/ATC-49 (ver Figura 5) son similares a las formas espectrales definidas para la ciudad de San Francisco (ver Figura 4), aún cuando la pseudoaceleración espectral máxima de diseño para la ciudad de Miami es muy baja ($Sa_{max} \approx 0.06 g$). Adicionalmente se observa en la Figura 5, que el período máximo de la meseta del espectro definido en las Guías MCEER/ATC-49 se disminuye aproximadamente 30% comparado con el definido en las Normas AASHTO, es decir, pasa de $T \approx 0.9 seg$ (Normas AASHTO) a $T \approx 0.6 seg$ (Guías MCEER/ATC-49).

La porción de períodos largos del espectro de diseño de las Normas AASHTO está gobernada por una forma espectral que desciende con $1/T^{2/3}$ (ver Figura 1). Durante el desarrollo de esta función descendente, están considerablemente ajustados los factores que afectan la porción de períodos largos del espectro, con el fin de producir un nivel aproximadamente 50% conservador en el espectro de diseño para períodos mayores a 1 seg. La Guía MCEER/ATC-49 elimina este conservatismo y proporciona una forma espectral que desciende con $1/T$ (ver Figura 2).

En la Figura 6 se muestran los espectros de diseño de la microzonificación de Bogotá, los cuales han sido adoptados en algunas ocasiones para evaluar la demanda sísmica en los puentes de esta ciudad.

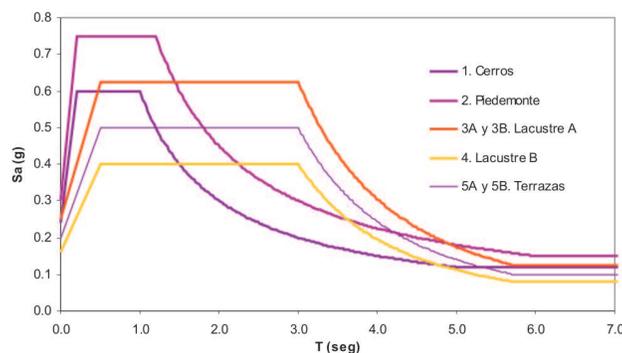


Figura 6. Espectros de diseño para la ciudad de Bogotá (Colombia) con $T_r = 475$ años

La tendencia de las metodologías en proceso de reglamentación en Estados Unidos (Guías MCEER/ATC-49) es disminuir la magnitud y reducir el período máximo de la meseta del espectro de diseño. Esta tendencia obedece a la experiencia obtenida de sismos anteriores, a las detalladas investigaciones realizadas en el tema y a la nueva concepción de comportamiento estructural, la cual está fundamentada en que el propietario del puente junto con el ingeniero estructural puedan establecer los niveles de amenaza que afectarán la estructura durante su vida útil, dependiendo de la importancia, de la utilización y del nivel de comportamiento y daño que presente el puente durante y después del sismo. Por lo tanto, es posible adoptar una concepción similar de análisis y diseño de las estructuras de los puentes en Colombia, realizando preliminarmente un análisis y una investigación detallada sobre el tema, la cual incluya una metodología de estimación de la demanda sísmica (espectro de diseño) que esté acorde con las metodologías propuestas en países donde se tienen características sísmicas y geotécnicas similares a las nuestras. Sin embargo, no se debe olvidar que de acuerdo con el registro histórico de sismos existen límites para determinadas variables que juegan un papel importante en las formas espectrales de diseño, las cuales están directamente relacionadas con los costos del diseño y la rehabilitación de estructuras.

1.4. CASO DE ESTUDIO

Las marcadas diferencias que se pueden presentar cuando se utilizan dos espectros de diseño diferentes (Espectros de la Microzonificación Sísmica de Bogotá y de las Normas AASHTO) para una misma estructura. A continuación se presentan los resultados del análisis realizado a la estructura del puente de la Autopista del Sur con Carrera 68 construido en la ciudad de Bogotá. Esta estructura requería una revisión de su infraestructura, debido a la apreciable disminución del nivel del terreno en una de sus columnas principales. Adicionalmente se debía determinar la posible afectación del Sistema Transmilenio sobre las estructuras, al presentarse eventuales movimientos sísmicos en la estructura del puente.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.1.1 Descripción General.

El puente es una estructura en concreto conformada por un tramo inicial (costado sur) a partir del cual se presenta una bifurcación del tablero. En general, el puente está constituido en planta por dos tramos: uno recto con una longitud total de 185 m y uno curvo con una longitud total de 177.5 m. En alzado, cada uno de los dos tramos está conformado por subtramos rectos y curvas verticales. El tablero tiene un ancho en cada uno de los tramos bifurcados de 10.64 m y está conformado por una calzada útil de 8.50 m y dos andenes de 1.07 m, (Figura 7).



Figura 7. Vista general del puente de la Autopista Sur con Carrera 68.

La superestructura del puente está constituida por una viga continua postensada de sección maciza en los tramos bifurcados y dos vigas continuas postensadas de sección maciza en el tramo inicial. La superestructura es monolítica con algunas de las pilas intermedias articuladas en sus extremos inferior y superior, y éstas a su vez están apoyadas sobre un dado y un caisson. Los apoyos extremos están conformados por estribos convencionales. Los planos de diseño fueron presentados en noviembre de 1980, por lo tanto, las especificaciones fueron preparadas con

referencia a las prácticas de diseño y construcción establecidas en las normas estándar para puentes viales de AASHTO – edición 1977, las especificaciones para la construcción de vías de la Secretaría de Obras Públicas de Bogotá, y las normas del Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC) vigentes a la fecha de diseño.

4.1.2. Visita de campo

Algunos de los aspectos relevantes encontrados durante la visita de campo se resumen a continuación:

Según los planos de diseño, algunas de las pilas del puente se encuentran articuladas en sus extremos superior e inferior. Sin embargo se verificó que no todas las pilas que se encuentran articuladas en los planos, fueron así concebidas durante la construcción (ver Figura 8.a).

Algunas de las pilas del puente se encuentran totalmente descubiertas, es decir, durante la construcción de las obras del Sistema Transmilenio fue removido todo el material que se encontraba a su alrededor (ver Figura 8.b).



(a) Articulación superior típica de una pila



(b) Nivel crítico del terreno en la Pila IVC

Figura 8. Situación actual del puente.

4.2. MODELO COMPUTACIONAL DE ANÁLISIS.

Para modelar la estructura se emplea el programa de análisis estructural SAP 2000 v8.33 (Computers and Structures, 2003). Se emplean elementos tipo FRAME para modelar la superestructura, las pilas y los caissons. El efecto del suelo sobre los caissons se considera dentro del modelo incluyendo resortes horizontales en los nudos de caissons. En el extremo inferior se considera adicionalmente un resorte vertical. Los valores de estos resortes se obtuvieron teniendo en las algunas características geotécnicas de la zona establecidas en estudios de suelo anteriores (incluyendo módulos de reacción y capacidad admisible del suelo) y el criterio minucioso de diseño, ya que no se realizó un estudio de suelos detallado para

esta evaluación preliminar. En general, los valores de los resortes del suelo se calcularon de tal forma que no se sobrepasara la capacidad admisible estimada del suelo (ver Figura 9).

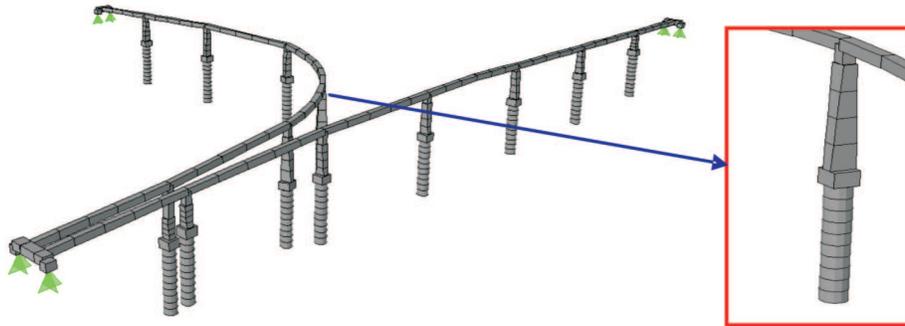


Figura 9. Geometría general del modelo de análisis y ubicación de la pila IVc

Las condiciones de carga contempladas dentro del modelo son:

- *Carga muerta (CM)*: el peso propio de toda la estructura lo calcula el programa automáticamente, ya que éste da la posibilidad de activar el peso de los elementos. En este caso se utiliza un peso unitario de 24 kN/m^3 . Las cargas permanentes se definen como una carga uniformemente distribuida sobre la superestructura. Estas cargas incluyen el peso de andenes, barandas, pavimento, etc.
- *Carga sísmica*: con el fin de realizar la comparación de resultados, se utilizó el espectro de diseño propuesto en el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (Zona 5 según ubicación del puente) y el propuesto por las Normas AASHTO (ver Figura 10), el cuál es igual al propuesto en el Código Colombiano de Puentes CCP-95 (Mintransporte, 1995). Se introdujeron dentro del modelo dos casos de carga sísmica espectral, el 100% del sismo en la dirección longitudinal (SL) y el 100% del sismo en la dirección transversal (ST).

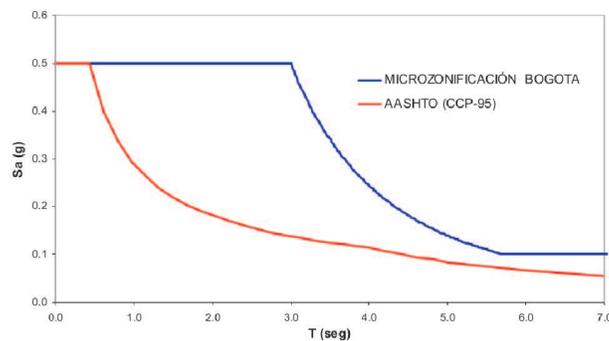


Figura 10. Espectros de diseño utilizados para la verificación estructural.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Tabla 2 se muestran los períodos y los porcentajes de participación de masa de la estructura obtenidos del modelo de análisis.

Tabla 2. Períodos y porcentajes de participación de masa de la estructura.

Modo No.	Periodo (seg.)	Participación de masa acumulada (%)		
		X	Y	Z
1	2.19	12.93	75.03	0.00
2	2.02	87.12	87.56	0.00
3	1.83	88.90	88.65	0.00
4	1.80	89.30	89.84	0.00
5	1.00	89.34	90.01	0.00
6	0.87	89.37	90.02	0.00
7	0.45	89.37	90.02	2.48
8	0.42	89.38	90.02	6.94
9	0.42	89.38	90.03	7.00
10	0.42	89.38	90.04	7.76
11	0.41	89.39	90.91	7.77
12	0.40	89.39	90.91	23.50
13	0.40	89.40	90.91	35.21
14	0.39	89.70	90.92	35.21
15	0.39	89.81	90.92	35.22
16	0.39	92.02	90.92	35.24
17	0.38	92.02	90.93	35.24
18	0.36	92.02	90.95	46.46
19	0.33	92.02	90.95	53.11
20	0.29	92.02	90.96	56.53
21	0.25	92.02	90.96	84.82
22	0.24	92.02	90.96	87.93
23	0.23	92.02	90.96	95.28
24	0.21	92.03	90.96	95.69
25	0.21	92.03	90.96	95.87

Con el fin de comparar la diferencia de los resultados obtenidos al utilizar el espectro de diseño propuesto en la Microzonificación Sísmica de Bogotá y las Normas AASHTO, en la Figura 11 se presenta la envolvente de cortantes, desplazamientos, momentos y el diagrama de interacción para el caisson de la pila IVC, teniendo en cuenta el Grupo VII de carga estipulado en las Normas AASHTO.

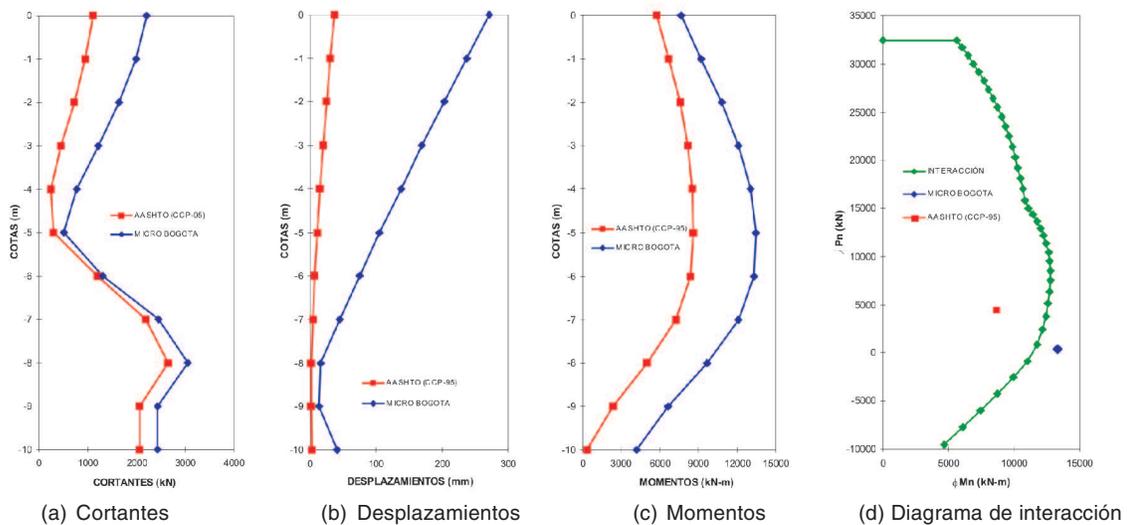


Figura 11. Solicitaciones y diagrama interacción para el caisson de la pila IVC.

Como se puede observar en las gráficas de la Figura 11, las fuerzas internas (cortantes y momentos) y los desplazamientos máximos en el elemento obtenidos utilizando el espectro de diseño de la Microzonificación Sísmica de Bogotá son mucho mayores que los encontrados utilizando el espectro de las Normas AASHTO. La respuesta a estas marcadas diferencias se obtiene al observar los espectros de diseño estudiados (ver Figura 10), los períodos y participación de masa de la estructura (ver Tabla 2), ya que para el espectro de diseño de la Microzonificación de Bogotá aproximadamente el 90% de la masa participante esta excitada por la máxima pseudoaceleración espectral, es decir, todos los períodos estructurales se encuentran en la meseta del espectro. Algo muy diferente ocurre al evaluar la estructura con el espectro de diseño de las Normas AASHTO, ya que solo el 10% de la masa participante es excitada por la máxima pseudoaceleración espectral. Estas grandes diferencias de resultados pueden llegar a cambiar la decisión del ingeniero estructural en realizar o no una rehabilitación estructural, lo cual implica no solo grandes inversiones económicas sino adicionalmente la interrupción total o parcial del funcionamiento de una obra con tan elevado flujo diario vehicular.

En un estudio realizado por el Centro Internacional de Física y el Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá (CIF-IDU, 2003) se proponen los espectros de diseño para algunos puentes vehiculares de la ciudad de Bogotá. Sin embargo en este estudio no se propone el espectro para el puente de la Autopista Sur con Carrera 68 (caso de estudio). En la Figura 12 se muestran los diferentes espectros calculados (incluyendo la recomendación final) para el puente de la Autopista del Sur con Avenida Boyacá, el cual se encuentra muy cerca al puente de la Autopista Sur con Carrera 68.

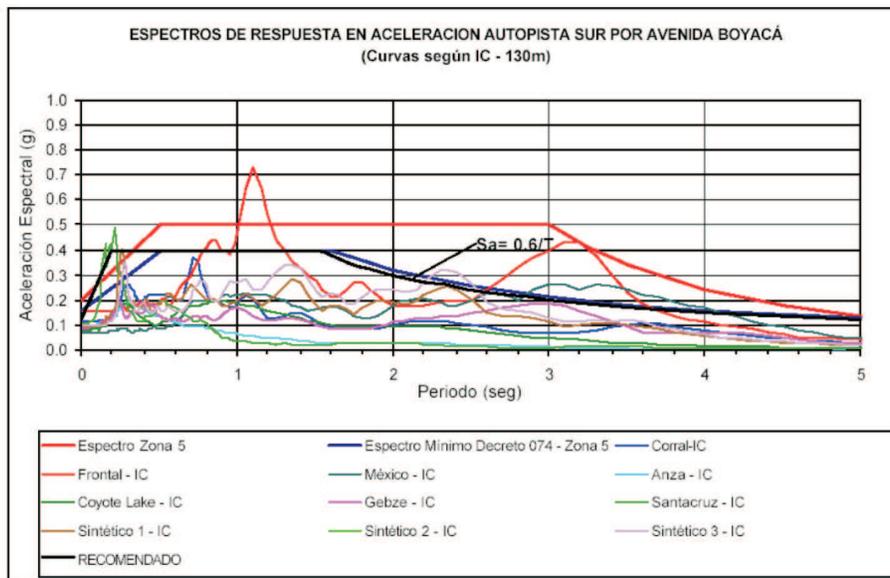


Figura 12. Espectro recomendado para el puente de la Autopista del Sur con Avenida Boyacá por el CIF-IDU, 2003

El espectro recomendado por el CIF-IDU para el puente de la Autopista del Sur con Avenida Boyacá, muestra claramente que el período máximo de la meseta del espectro es aproximadamente igual a 1.6 *seg*, el cual difiere sustancialmente con el propuesto por la Microzonificación Sísmica de Bogotá, de 3.0 *seg*. Adicionalmente, en el espectro recomendado por el CIF-IDU se disminuye en un 25% la pseudoaceleración máxima en la meseta del espectro, mostrando coherencia con las metodologías de diseño que están en proceso de reglamentación en los Estados Unidos, en las cuales, se disminuyen los espectros mínimos de diseño y se le permite al propietario del puente escoger los niveles de comportamiento y daño durante y después del sismo.

6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

Teniendo en cuenta las metodologías de diseño (Normas AASHTO-02 y AASHTO LRFD-04) que se han utilizado para evaluar la demanda sísmica en el análisis y diseño de puentes de gran importancia (los cuales han sufrido durante su vida útil importantes solicitaciones sísmicas y han resistido satisfactoriamente estos eventos, presentando daños dentro de los límites establecidos en el diseño) y con base en las nuevas propuestas (Guía MCEER/ATC-49) para la evaluación de este parámetro de diseño, es posible afirmar que se deben realizar investigaciones analíticas y experimentales profundas que permitan establecer o implementar en nuestro país formas espectrales razonables para el análisis, diseño y rehabilitación de los puentes que se construyen en el territorio Colombiano. Adicionalmente, se debe incluir dentro de la reglamentación la participación del propietario del puente, con el fin de que él decida el nivel de amenaza sísmica de diseño teniendo en cuenta la vida útil y la importancia de la estructura dentro del desarrollo de la zona de influencia; sin olvidar que se debe exigir la utilización de espectros mínimos de diseño con base en porcentajes de probabilidad de excedencia adecuados.

Aunque los estudios de microzonificación realizados para la ciudad de Bogotá fueron llevados a cabo con todo el consentimiento técnico e investigativo necesario, algunos de los espectros de diseño propuestos allí no son congruentes con las diferentes metodologías propuestas en países con gran desarrollo en la ingeniería de puentes como Estados Unidos, aún planteando similitudes en los tipos de suelo que se incluyen en las diferentes normativas. Sin embargo, en este momento se vienen realizando investigaciones adicionales en el tema, tal es el caso del estudio ejecutado por el Centro Internacional de Física y el Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá (CIF-IDU, 2003), donde se proponen algunos espectros de diseño coherentes con los límites que se especifican en metodologías tales como las Normas AASHTO y las Guías MCEER/ATC-49.

En general, las metodologías que se reglamentan para el análisis y diseño de estructuras no sólo inciden en el aumento del costo del diseño y construcción de puentes nuevos, sino también en la decisión de rehabilitar una estructura de un puente que posiblemente no cumple la reglamentación vigente. Tal es el caso que se presenta en este artículo, en donde la escogencia del espectro de diseño para

una revisión estructural es determinante a la hora de tomar decisiones sobre las medidas necesarias que se deben seguir para el reforzamiento o rehabilitación estructural de un puente construido en la ciudad de Bogotá.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Colombianas de diseño y construcción sismo resistente – NSR-98. Bogotá D.C., ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ, DC. 2001. Decreto 074: Microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá D.C. Bogotá DC: Alcaldía Mayor de Bogotá.
- [2] AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 1977. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 12th Edition.
- [3] AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 17th Edition.
- [4] AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2004. *Bridge Design Specifications LRFD*. Third Edition.
- [5] ARDILA, Edgar & Monroy, Daniel. 1999. UNCOL 2.5. Software para Análisis y Diseño de Columnas en Concreto Reforzado-Puentes.
- [6] ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS). 1998. *Normas*
- [7] ATC/MCEER, Applied Technology Council and Multidisciplinary Center for Earthquake Research. 2003. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges – MCEER/ATC 49. Part I: Specifications*.
- [8] ATC/MCEER, Applied Technology Council and Multidisciplinary Center for Earthquake Research. 2003. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges – MCEER/ATC 49. Part II: Commentary and Appendices*.
- [9] BERKELEY, CA. Computers and Structures, SAP 2000 v8.33. 2003. Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures.
- [10] CIF-IDU, Centro Internacional de Física – Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá. 2003. Sistema de Monitoreo de Estructuras en Tiempo Real. Instrumentación de Puentes Vehiculares dentro del SAP-IDU para Bogotá –Fase 1. Contrato CIF-IDU 212-02.
- [11] GARCÍA REYES, Luis Enrique. 1998. *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- [12] MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías. 1995. *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCP-95)*.
- [13] SARRIA, Alberto. 1995. *Ingeniería Sísmica*. Ediciones Universidad de los Andes - UNIANDES. Bogotá D.C., Colombia.