

Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados

Use of base isolators in simply supported concrete bridges

LEOCADIO RICO PRADILLA

Ingeniero civil, candidato a magister en ingeniería civil. Docente de la Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.

Contacto: *leocadio_rico@hotmail.com*

GUSTAVO CHIO CHO

Ingeniero Civil, doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Docente de la Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.

Contacto: *gchioch@uis.edu.co*

Fecha de recepción: 26 de noviembre de 2011

Clasificación del artículo: Reflexión

Fecha de aceptación: 28 de agosto de 2012

Financiamiento: Universidad Industrial de Santander

Palabras clave: aisladores de fricción, aisladores elastoméricos, aislamiento sísmico, análisis dinámico no lineal, demanda sísmica.

Key words: friction isolators, elastomeric isolators, seismic isolation, nonlinear dynamic analysis, seismic demand.

RESUMEN

En el presente artículo se presenta una comparación del comportamiento sísmico de puentes de concreto reforzado simplemente apoyados, usando aisladores de base de tres tipos, los aisladores de elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB por sus siglas en inglés (High Damping Rubber Bearings), los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB (Lead Rubber Bearings) y el sistema de péndulo de fricción FPS (Friction Pen-

dulum System). Se tomó como caso de estudio el viaducto la flora, definiéndose la geometría y su correspondiente modelamiento en SAP2000. Se definieron las propiedades mecánicas de los tres aisladores usando un modelo bilineal; para el modelo del viaducto se realizó un análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo, considerando la no linealidad en los aisladores, usando los sísmos de la falla Frontal y la falla Bucaramanga-Santa Marta, escalados a nivel de superficie. Se compararon los resultados del modelo sin aisla-

miento sísmico versus los tres modelos con sistema de aislamiento sísmico, y se encontró que los diferentes sistemas de aislamiento sísmico reducen significativamente la demanda de los desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas del puente que le inducen los probables terremotos que puedan ocurrir.

ABSTRACT

The aim of this paper is to present a comparison of the seismic behavior of simply supported concrete bridges by using three types of base isolators, namely high damping rubber bearing (HDRB), lead rubber bearing (LRB) and friction pendulum system (FPS). “La Flora” viaduct is

taken as case study; the geometry and the corresponding modeling of such viaduct are defined in sap2000. Additionally, the mechanical properties of three insulators are defined using a bilinear model. An analysis of histories in time was made for the model of the viaduct, considering the non-linearity in the insulators and using frontal fault earthquakes caused by the Frontal and Bucaramanga-Santa Marta fault; this is applied at a surface-level scale. The results from the model without seismic isolation are compared with the three systems of seismic isolation and the findings suggest that the different systems of seismic isolation significantly reduce both the demands of the displacements and the cutting forces in the piles of the bridge, which may induce probable earthquakes.

* * *

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras de vital importancia. Ellos actúan como un eslabón importante en la red de transporte terrestre y un daño serio en los mismos durante un evento sísmico, impedirá brindar la ayuda necesaria. La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno.

El control pasivo de estructuras es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para controlar los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un temblor. El concepto en el que se basa el control pasivo se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura y a mejorar su capacidad de disipar energía, más que en tratar de incrementar su capacidad de resistencia o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos; contraria-

mente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño en los elementos que la forman. Esto representa una importante ventaja, ya que al evitar el daño de los elementos de la estructura se consigue que permanezca en condiciones de funcionalidad después de ocurrido un siniestro [1].

En la figura 1(a) se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generan agrietamientos importantes en las pilas, a las que se les exige una gran ductilidad para lograr disipar la energía del temblor sin que la estructura se derrumbe. En la figura 1(b) se presenta el caso de un puente con un sistema de aislamiento, con el cual se logran reducir las fuerzas de inercia en las pilas del puente. La disipación de energía inelástica que se demanda en un sismo extremo se realiza por medio de la deformación histerética de los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.

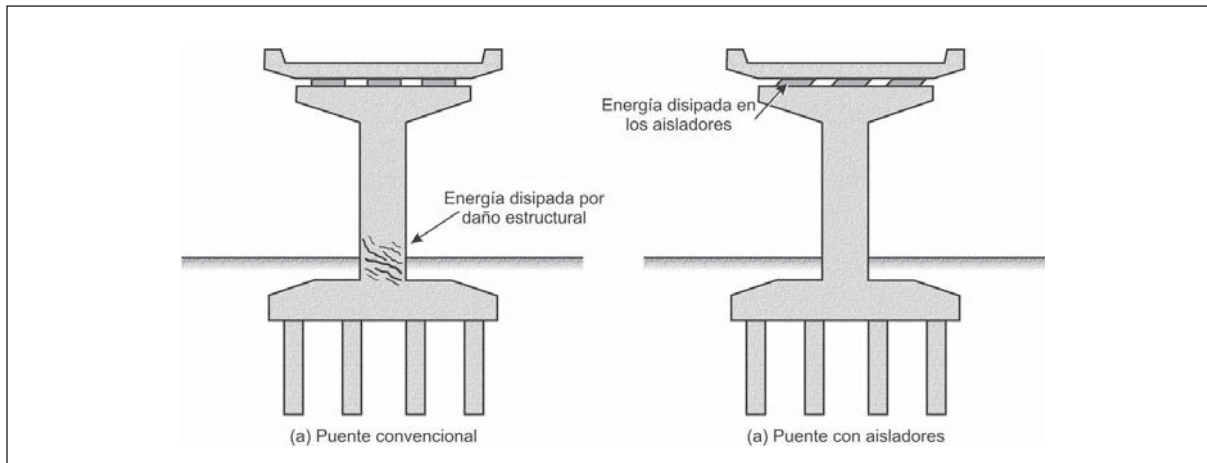


Figura 1. Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento de base.

Diferentes estudios realizados [2] - [7], han demostrado la efectividad de usar diferentes sistemas de aislamiento sísmico en puentes. En [8], se muestra un estado del arte detallado de estudios analíticos y experimentales sobre la efectividad de sistemas de aislamiento sísmico y su implementación actual en puentes.

2. DESCRIPCIÓN Y MODELAMIENTO DEL VIADUCTO LA FLORA

2.1 Geometría

El viaducto la flora es una estructura en concreto pretensado, construido con un sistema de pila y losa, con una longitud total de 298.3 metros.

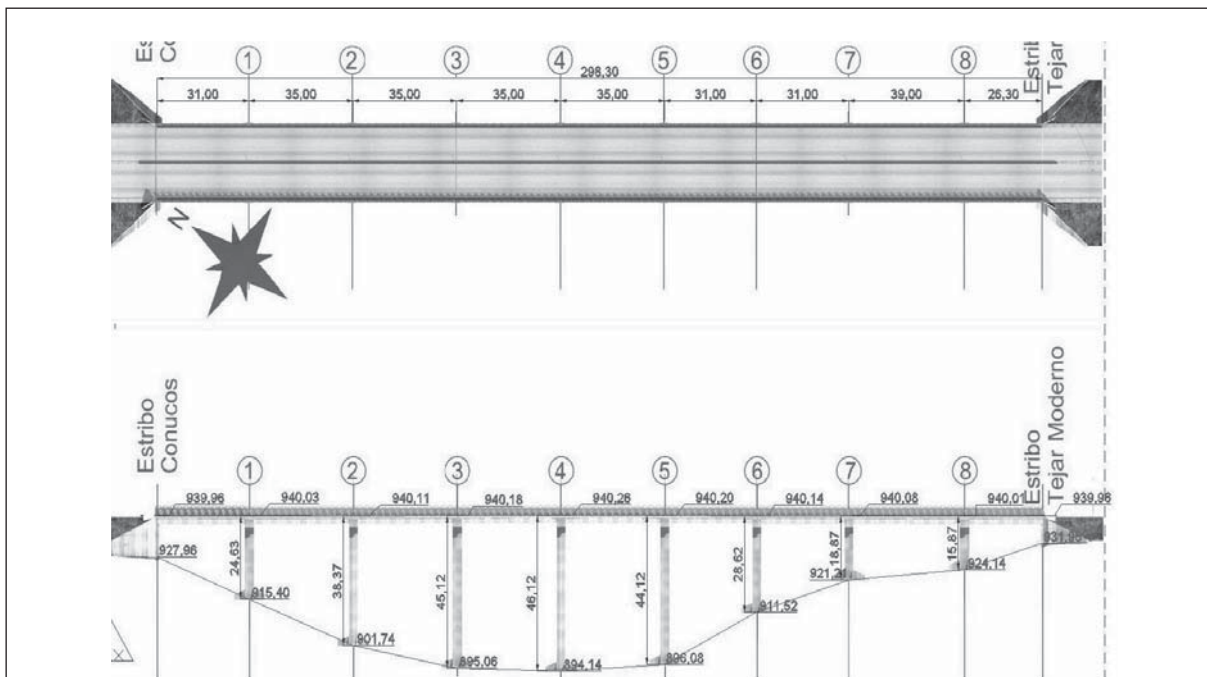


Figura 2. Planta-Perfil del viaducto La Flora.

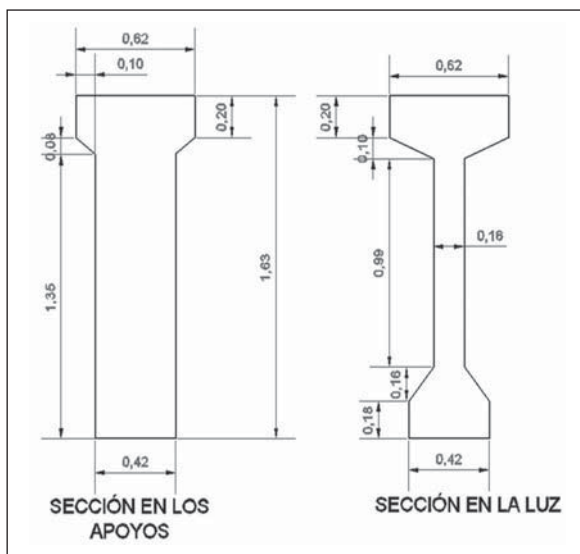


Figura 3. Sección transversal de las vigas.

Fuente: elaboración propia

Consta de dos estribos (estribo conucos al norte y estribo tejar moderno al sur) y ocho pilares. El tablero está dividido en tres secciones, lo que da como resultado cuatro juntas ubicadas de la siguiente forma: dos en los estribos y las otras dos en los ejes 3 y 6. La altura aproximada en el pilar

más alto es de 46 metros que corresponde al eje 4, y la luz más grande la encontramos entre los ejes 7 y 8, de 39 metros. El puente tiene un ancho total de 25 metros y consta de tres carriles y sendero peatonal en cada sentido (ver figura 2).

Las vigas están conformadas por las secciones transversales que se muestran en la figura 3 y están construidas en concreto pretensado, las vigas se encuentran simplemente apoyadas en sus extremos (un extremo fijo y el otro móvil), en cada luz existen 10 vigas excepto en el tramo comprendido entre los ejes 7 y 8, el cual tiene 11 vigas debido a la longitud de su luz de 39m.

Como ya se mencionó anteriormente, el puente consta de ocho pilares, los cuales varían su altura geoméricamente según el perfil del terreno, en la tabla 1 se puede observar el dimensionamiento para cada uno de ellos. La cimentación de esta estructura se encuentra conformada por un par de zapatas aisladas en cada eje de cimentación con dimensión promedio de 7.5 y 7.0 metros y altura promedio de 2.5 metros. La estructura de apoyo se erige en cada eje con un par de pilas

Tabla 1. Dimensiones que varían para cada pilar del puente.

Eje	Nivel Superior	Nivel Inferior	H [m]	B [m]	L [m]	H [m]	h' [m]
1	937.91	915.41	22.51	8.00	7.00	2.50	1.30
2	937.99	901.74	36.25	9.50	7.50	2.75	1.50
3	938.10	895.06	43.04	10.50	7.50	3.00	1.60
4	938.14	894.14	44.00	10.50	7.50	3.00	1.60
5	938.08	896.08	42.00	10.00	7.50	3.00	1.60
6	938.02	911.52	26.50	8.00	7.00	2.50	1.30
7	937.96	921.21	16.75	7.00	6.00	1.75	1.00
8	937.89	924.14	13.75	7.00	6.00	1.75	1.00

Fuente: elaboración propia

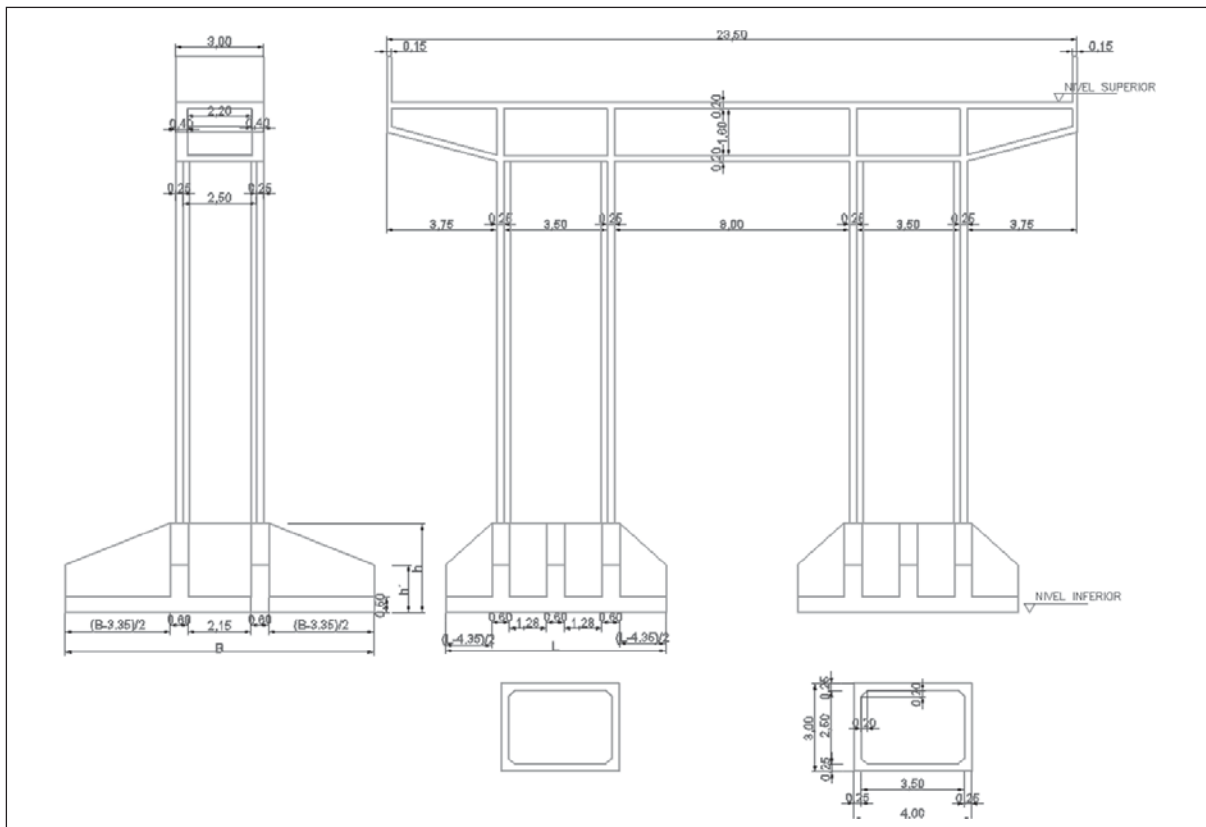


Figura 4. Sección tipo de los pilares.

Fuente: elaboración propia

conformadas por estructuras huecas rectangulares de 3 por 3 metros y espesor de 0.25 metros, con altura variable entre 15.87 y 46.12 metros y rematadas en una viga cabezal tipo cajón de 23.5 por 3 metros y 2 metros de altura, en la figura 4 se aprecian las proyecciones principales de un pilar tipo.

2.2 Modelamiento del viaducto la flora en SAP2000

El modelo del viaducto la Flora, se realizó en el software comercial SAP 2000 versión 14.2.2. Se definieron las secciones a utilizar, tanto para las vigas como para las pilas, se usaron elementos tipo frame. Dando como resultado el modelo tridimensional que se muestra en la figura 5.

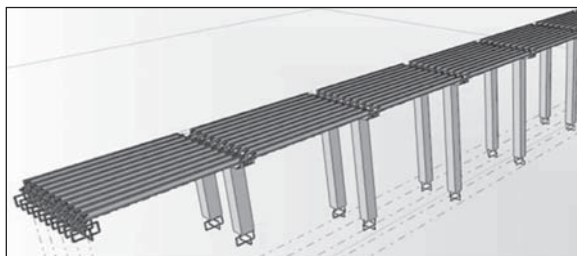


Figura 5. Detalle viga cabezal y proyección isométrica del viaducto la flora.

Fuente: SAP 2000

3. LOCALIZACIÓN Y TIPOS DE AISLADORES DE BASE

3.1. Localización de los aisladores

Los aisladores de base estarán situados entre la interface de la viga cabezal y las vigas que dan soporte a la losa, en la figura 6 se muestra la posición donde se colocarían los aisladores. Para el presente trabajo, se realizarán los estudios pertinentes para tres tipos de aisladores, el HDRB, el LRB y el FPS.



Figura 6. Detalle de la posición donde se instalarían los aisladores.

Fuente: elaboración propia

3.2 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Los aisladores de neopreno zunchado intercalan placas delgadas de acero en un bloque cúbico o cilíndrico de neopreno, una imagen y un esquema de un aislador HDRB se muestran en la figura 7. La rigidez vertical del HDRB aumenta considerablemente, manteniendo su flexibilidad lateral [9]. Los aisladores de alto amortiguamiento están hechos de un compuesto especial de goma, obtenido con la adición de carbono extra fino, aceite negro, o resinas, que permite alcanzar valores más altos de amortiguamiento. El espesor de las capas de caucho varía, normalmente, entre los 8 mm y 20 mm, y el espesor de la capa de acero oscila entre los 2 mm y los 4 mm.

Los valores de amortiguamiento varían entre el 10% y el 20% [10], el análisis de estructuras aisladas con estos dispositivos se realiza como un sistema bilineal cuyas propiedades dependen de

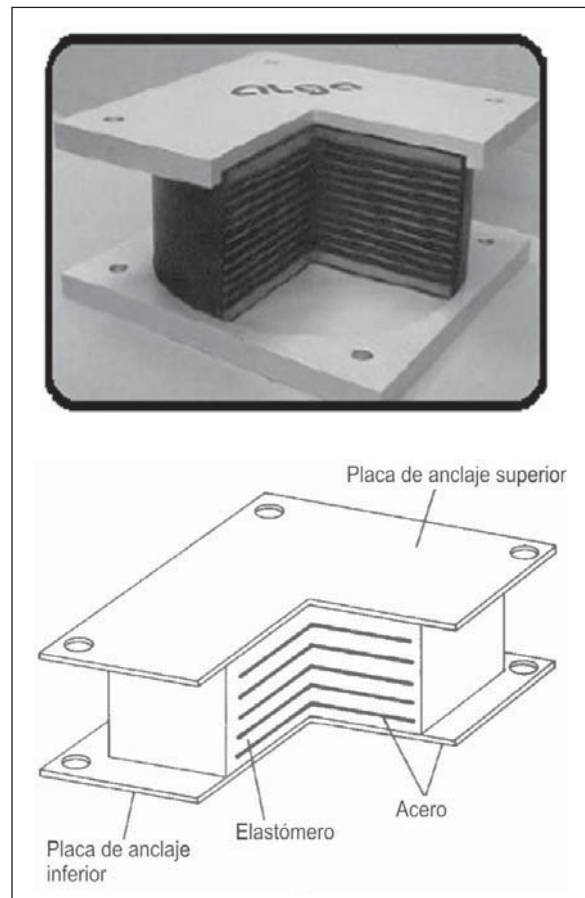


Figura 7. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB).

la razón de amortiguamiento efectivo y el módulo de deformación (G) cuyos valores oscilan entre 0,4MPa y 1,4MPa.

3.3 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Estos aisladores son muy similares a los HDRB, con la diferencia que usan un núcleo de plomo que le proporciona una capacidad adicional de disipar energía y le brinda una rigidez inicial un poco más alta respecto a los anteriores, disminuyendo los desplazamientos para pequeños sismos y fuerzas de viento que actúen sobre la estructura [11], [12], (ver figura 8).

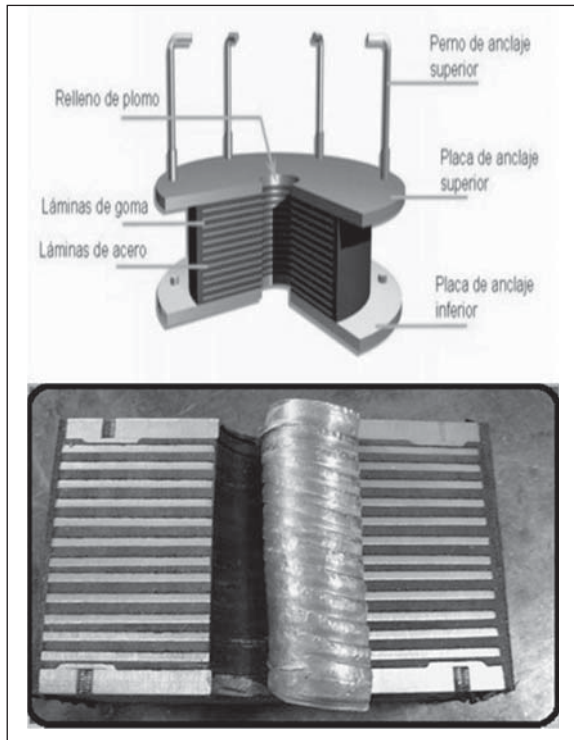


Figura 8. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB), (N-Z).

Estos aisladores inicialmente fueron desarrollados y usados en Nueva Zelanda, de ahí que algunos autores se refieran a ellos como sistemas N-Z. El comportamiento del aislador depende de la fuerza lateral que se impone, si la fuerza es muy pequeña será asumida por el núcleo de plomo y el sistema tendrá una alta rigidez, cuando la carga lateral se aumenta, el núcleo de plomo se deforma y empieza a fluir; el comportamiento histerético se genera con la energía disipada por el núcleo de plomo, como consecuencia la rigidez lateral del sistema disminuye. El amortiguamiento generalmente se encuentra entre el 15% y el 35% y se puede realizar el modelado de este aislador empleando la teoría bilineal. En su proceso de fabricación, es necesario que el hueco realizado en el caucho sea más pequeño que el diámetro del elemento de plomo, para que éste sea forzado a entrar. Esta característica garantiza la uniformidad del bloque y la consiguiente deformación por

cortante de todo el volumen del núcleo de plomo. La plastificación del núcleo de plomo garantiza elevados valores de amortiguamiento, que originan, no sólo menores desplazamientos de la superestructura, sino también mayor rigidez lateral del tablero para niveles bajos de acciones horizontales. La tensión de cedencia a cortante del núcleo de plomo es de, aproximadamente, 10MPa sobrepasado este valor, la rigidez del dispositivo es la rigidez del caucho, lo que proporciona al dispositivo una rigidez bi-lineal. Este comportamiento es excelente, incluso a bajas temperaturas, pues el caucho presenta buenas características de resistencia a fatiga bajo estas condiciones. La rigidez inicial del aparato LRB es cerca de 10 veces superior a la rigidez poselástica, resultante de la cadencia del núcleo de plomo. Este tipo de sistema de aislamiento sísmico es la solución más utilizada en puentes, dada su simplicidad, comportamiento y bajo costo.

3.4 Sistema de péndulo de fricción (FPS)

El concepto de sistemas de deslizamiento se utiliza junto con la noción de una respuesta de tipo péndulo, por medio de un control deslizante articulado en una superficie esférica cóncava [13]; el sistema de péndulo de fricción está compuesto por un deslizador articulado sobre una superficie de acero inoxidable. La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica, está rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción Teflón (Politetrafluoroetileno PTFE), ver figura 9.

La fuerza impuesta hace que se produzca desplazamiento en las direcciones horizontal y vertical, cuando esta fuerza desaparece se genera la fuerza restauradora, generando que el deslizador regrese al centro de la concavidad, el movimiento para cuando la fricción es igual o más grande que el componente de la carga vertical aplicada. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de osci-

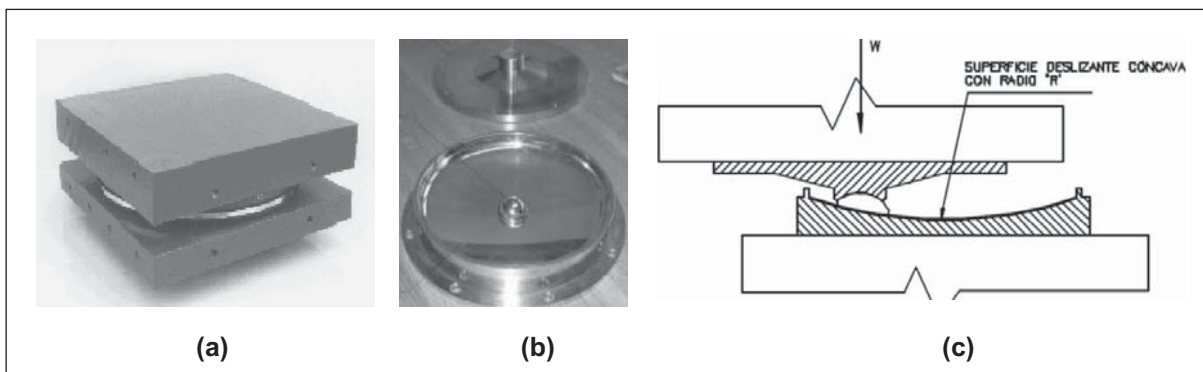


Figura 9. Sistema de péndulo de fricción (FPS). (a) Vista exterior. (b) Componentes internos. (c) Esquema de una sección transversal.

lación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava, los movimientos de torsión de la estructura se reducen al mínimo, ya que el centro de la rigidez de los rodamientos de forma automática coincide con el centro de masa de la estructura de apoyo. Los rangos de amortiguamiento de este sistema se encuentran entre 10% y 40%, por otra parte, los coeficientes de fricción están entre 3% y 20%. El péndulo de fricción requiere un mantenimiento mínimo, ya que la superficie de teflón protege al deslizador de la corrosión, si el deslizamiento sólo se produce durante los sismos, se puede decir que el recubrimiento de teflón funcionará durante la vida útil del diseño; incluso se han desarrollado dispositivos con capacidad de resistir fuerzas a tensión. Recientemente, se han desarrollado péndulos de fricción con dos y tres superficies cóncavas, produciendo el mismo movimiento horizontal y disminuyendo el tamaño del aislador.

4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y MODELAMIENTO DE LOS AISLADORES DE BASE

Teóricamente, la no linealidad de una estructura aislada de su base proviene de dos fuentes: las deformaciones inelásticas en el sistema de resistencia sísmica de la estructura y el sistema de

aislación: sin embargo, considerando que el sistema de resistencia sísmica es más rígido que el sistema de aislación, se espera que las deformaciones inelásticas se encuentren localizadas en los aisladores y la estructura sobre estos presente un comportamiento lineal.

Para hacer un uso seguro de los aisladores, las propiedades mecánicas de diferentes tipos de aisladores han sido investigadas intensamente. El modelo bilineal ha sido ampliamente aceptado para la investigación y el diseño, esto se debe a que caracteriza las propiedades mecánicas de los aisladores adecuadamente pero también a que es válido tanto para aisladores elastoméricos como para aisladores de fricción.

4.1 Parámetros del modelo bilineal

El modelo bilineal usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros básicos: *Rigidez Elástica*, k_e , *Rigidez Post-fluencia*, k_p , *Fuerza Característica*, Q . La fuerza característica Q se emplea a menudo para estimar la estabilidad del comportamiento histerético, cuando el aislador experimenta muchos ciclos de carga. Estos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores de

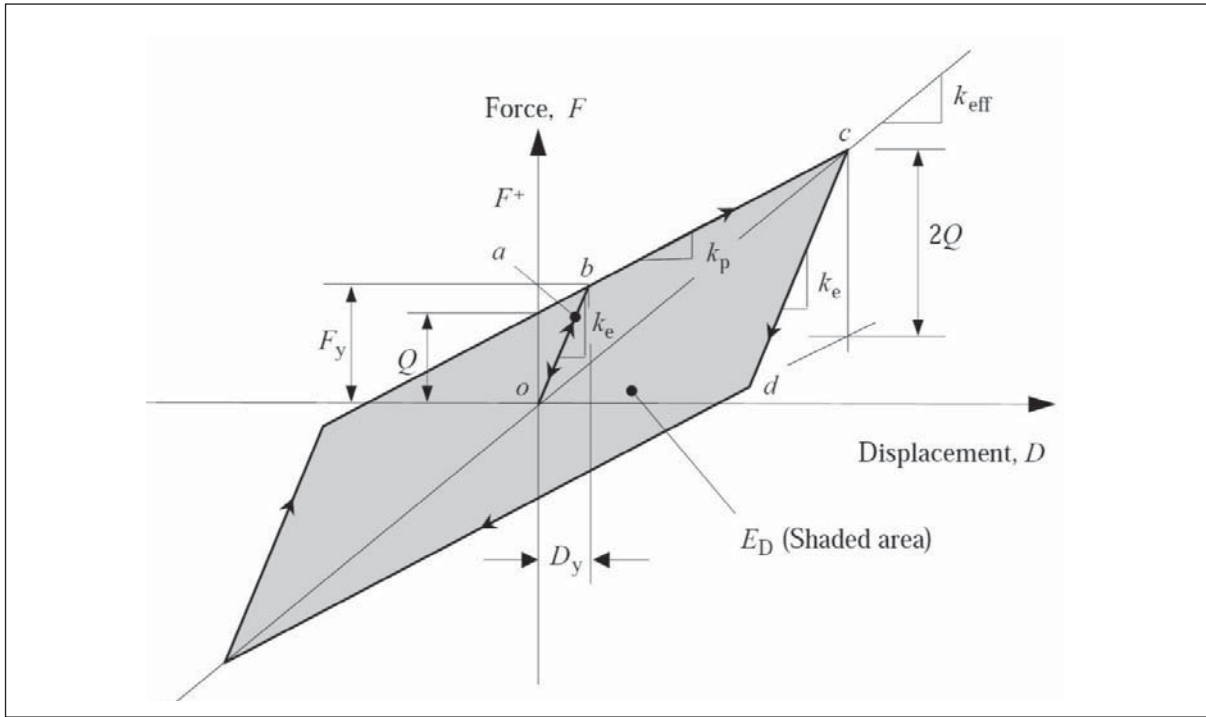


Figura 10. Modelo bilineal del aislador.

Fuente: elaboración propia

una forma simple y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador. La figura 10 muestra un modelo bilineal idealizado,

La rigidez efectiva k_{eff} en la región de posfluencia puede ser expresada en términos de la rigidez posfluencia k_p y la fuerza característica Q con el correspondiente desplazamiento D lateral. De esta manera tenemos la ecuación (1):

$$k_{eff} = k_p + Q/D \quad (1)$$

El desplazamiento de fluencia D_y , también se deriva de k_e , k_p , Q ecuación (2):

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \quad (2)$$

La fuerza de fluencia F_y , en el desplazamiento de fluencia D_y se determina a través de la ecuación (3):

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (3)$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como en la ecuación (4):

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} \quad (4)$$

Donde E_D es considerada como el área del ciclo de histéresis y corresponde a la energía disipada por ciclo, limitada por el desplazamiento lateral $-D$ y $+D$ en cada ciclo por lo tanto $E_D = 4Q(D - D_y)$ Ec. (5).

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} \quad (5)$$

En el diseño estructural, tanto la rigidez efectiva como el amortiguamiento efectivo, se determinan a partir del desplazamiento de diseño (DD) y el desplazamiento máximo (DM), los cuales se definen para un periodo fundamental del sistema.

4.2 Modelo bilineal del aislador con núcleo de plomo

La fuerza característica Q de los aisladores con núcleo de plomo es controlada principalmente por la fuerza cortante del núcleo de plomo. El cortante de fluencia ocurre en el núcleo de plomo a bajos niveles de esfuerzo cortante. Sin embargo, el comportamiento histerético del aislador es bastante estable, inclusive cuando éste es sometido a muchos ciclos de carga. La siguiente ecuación muestra la relación que existe entre la fuerza característica Q y el producto del esfuerzo de fluencia f_{y1} del plomo por el área de plomo A_1 , como se puede ver en la ecuación (6), este dato es característico para el aislador con núcleo de plomo:

$$Q = A_1 f_{y1} \quad (6)$$

La rigidez post-fluencia k_p , se define a continuación en la ecuación (7) [14].

$$k_p = \frac{A_b G f_L}{t} \quad (7)$$

Donde, A_b es el área de caucho, t es el grosor total del caucho, $f_L = 1,5$ y G es el módulo de cortante tangente del caucho (se determina a través de

pruebas dinámicas de cortante). La rigidez elástica k_e no es fácil de calcular, pero a través de la siguiente ecuación empírica se puede obtener un valor aproximado, la rigidez elástica se define como un múltiplo de la rigidez posfluencia, ecuación (8), esto se puede escribir como:

$$6.5k_p \leq k_e \leq 10k_p \quad (8)$$

En base a esta condición se puede conocer el desplazamiento de fluencia D_y sustituyendo los valores encontrados y asumiendo que $k_e = \kappa k_p$. Se obtiene la ecuación (9) [20]:

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{\kappa k_p - k_p} = \frac{Q}{(\kappa - 1)k_p} \quad (9)$$

Sustituyendo los datos encontrados hasta el momento, se puede encontrar la ecuación (10); el amortiguamiento efectivo para un aislador con núcleo de plomo.

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q[(\kappa - 1)k_p D - Q]}{\pi(\kappa - 1)k_p (k_p D + Q)D} \quad (10)$$

En la tabla 2, se muestran todas y cada una de las características requeridas para el modelamiento del aislador LRB, para determinar la rigidez ver-

Tabla 2. Características mecánicas del aislador LRB

AISLADOR LRB					
Ancho	400	Mm	t grosor total del caucho	200	Mm
Largo	400	Mm	K_p rigidez post-fluencia	1.026,99	N/mm
Alto	250	Mm	K_e rigidez elastica	10.269,86	N/mm
Espesor lámina de caucho	8	Mm	D desplazamiento de diseño	200	Mm
espesor lámina de acero	2	Mm	K_{eff} rigidez efectiva	1.419,68	N/mm
Diámetro Núcleo de plomo	100	Mm	D_y desplazamiento de fluencia	8,50	Mm
f_{y1} esfuerzo de fluencia del plomo	10	Mpa	F_y fuerza de fluencia	87.266,46	N
G módulo de cortante del caucho	0,9	Mpa	β_{eff} amortiguamiento efectivo	16,86%	
A_1 área de plomo	7.853,98	mm ²	Rigidez vertical del aislador	709.842,35	N/mm
Q fuerza característica	78.539,82	N	Relación (k_p/k_e)	0,100	
A_b área de caucho	152.146,02	mm ²			

Fuente: elaboración propia

tical del aislador se tomará como 500 veces la rigidez efectiva horizontal.

4.3 Modelo bilineal del aislador de alto amortiguamiento

Para generar un modelo bilineal para un aislador elastomérico de alto amortiguamiento, se emplean parámetros que son normalmente derivados del modulo de cortante G y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . El modulo de cortante tangente G , es determinado con precisión de una prueba dinámica de cortante y el amortiguamiento efectivo, determinado de las pruebas a los prototipos de aisladores, puede variar entre 10% y 20% del amortiguamiento critico, [10]. La ecuación para calcular la rigidez posfluencia k_p para este tipo de aisladores es:

$$k_p = \frac{A_b G}{t} \quad (11)$$

Donde, A_b es el área de caucho, Q es el grosor total del caucho, G es el módulo de cortante tangente del caucho. La fuerza característica Q puede ser evaluada por la ecuación (12):

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D_D^2}{(2 - \pi \beta_{eff}) D_D - 2 D_y} \quad (12)$$

Una estimación aproximada de d_y puede ser expresada en términos del espesor total de la goma t , $D_y = \lambda t$, donde el coeficiente λ varía entre 0,05 y 0,1 [14].

Una vez son conocidas la rigidez posfluencia k_p , el desplazamiento de fluencia D_y y la fuerza característica Q , la fuerza de fluencia es fácilmente determinada por la ecuación (13).

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (13)$$

Luego la rigidez elástica de los aisladores de alto amortiguamiento se convierte en, la ecuación (14).

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} = k_p + \frac{Q}{D_y} = k_p \left\{ 1 + \frac{\pi \beta_{eff} k_p D_D^2}{\lambda t [(2 - \pi \beta_{eff}) D_D - 2 \lambda t]} \right\} \quad (14)$$

Finalmente, si se sustituye $D_y = \lambda t$, la rigidez efectiva, hasta lograrse el desplazamiento de diseño estará dada por la ecuación (15):

$$k_{eff} = \frac{2Q(D_D - \lambda t)}{\pi \beta_{eff} D_D^2} \quad (15)$$

En la tabla 3, se muestran cada una de las características requeridas para el modelamiento del aislador HDRB, para determinar la rigidez vertical del aislador se tomará como 500 veces la rigidez efectiva horizontal.

4.4 Modelo bilineal del sistema de péndulo de fricción

La fuerza característica Q de un péndulo de fricción, es expresada en la ecuación (16) como:

$$Q = \mu_s P_C \quad (16)$$

Donde, P_C es la fuerza axial aplicada sobre el aislador, la cual está compuesta por la carga gravitacional P_g y el efecto de la aceleración vertical del terreno. Despreciando los efectos de la aceleración vertical la fuerza axial $P_C = P_g$.

μ_s = Coeficiente de fricción que está relacionado a la velocidad de deslizamiento y se calcula empleando la ecuación (17) [15].

$$\mu_s = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) e^{-\xi |\dot{D}|} \quad (17)$$

Donde, f_{max} y f_{min} son coeficientes de fricción calculados a alta y baja velocidad respectivamente, \dot{D} representa la velocidad de movimiento del aislador, ξ es la inversa de la velocidad de deslizamiento característica, este parámetro controla

Tabla 3. Características mecánicas del aislador HDRB

AISLADOR HDRB					
Ancho	400	Mm	D_D desplazamiento de diseño	200	Mm
Largo	400	Mm	<input type="checkbox"/> parámetro que varia entre 0,05 y 0,1	0,07	
Alto	250	Mm	D_y desplazamiento de fluencia	17,50	Mm
Espesor lámina de caucho	8	Mm	Q fuerza característica	40.100,67	N
G módulo de cortante del caucho	0,9	Mpa	F_y fuerza de fluencia	50.180,67	N
A_b área de caucho	160	mm ²	K_e rigidez elástica	2.867,47	N/mm
t grosor total del caucho	250	Mm	K_{eff} rigidez efectiva	776,50	N/mm
K_p rigidez post-fluencia	576,00	N/mm	Rigidez vertical del aislador	388.251,66	N/mm
<input type="checkbox"/> β_{eff} amortiguamiento efectivo	15,0%		Relación (k_p/k_e)	0,201	

Fuente: elaboración propia

la transición de f_{max} a f_{min} la cual es calculada en base a experimentos, sin embargo, algunos autores sugieren un valor aproximado de 100 s/m [15]. La rigidez posfluencia k_p para los aisladores que utilizan péndulo de fricción, se calcula a través de la ecuación (18).

$$k_p = \frac{P_c}{R} \quad (18)$$

Donde, R representa el radio de curvatura de la superficie deslizante, los resultados de los experimentos indican que la rigidez elástica k_e basados en muchos experimentos que se han realizado alrededor de este sistema, se ha determinado que es, normalmente, al menos 100 veces más grande que la rigidez posfluencia k_p . De acuerdo con esto, se define al desplazamiento de fluencia en la ecuación (19) como:

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{100k_p} = \frac{\mu_s P_c}{100(P_c/R)} = \frac{\mu_s R}{100} \quad (19)$$

Esta ecuación indica que el desplazamiento de fluencia D_y es un valor muy pequeño y que se puede aproximar a 0,00254m. La ecuación (20)

de la rigidez efectiva para el sistema de péndulo de fricción se puede escribir como:

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} = P_c \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right) \quad (20)$$

Como el desplazamiento de fluencia D_y es tan pequeño, comparándolo con el desplazamiento de diseño D_D , se puede ignorar para desarrollar la ecuación (21) del área del ciclo de histéresis.

$$E_D = 4Q(D_D - D_y) \approx 4QD_D = 4\mu_s P_c D \quad (21)$$

Finalmente, se puede obtener la ecuación (22) el amortiguamiento efectivo correspondiente a este dispositivo:

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{4\mu_s P_c D_D}{2\pi(1/R + \mu_s/D_D)D_D^2} = \frac{2\mu_s}{\pi(D_D/R + \mu_s)} \quad (22)$$

En la tabla 4, se muestran cada una de las características requeridas para el modelamiento del aislador FPS, para determinar la rigidez vertical del aislador se tomará como 500 veces la rigidez efectiva horizontal.

Tabla 4. Características mecánicas del aislador FPS

AISLADOR FPS					
Diámetro del disco deslizante	400	Mm	Kp rigidez post-fluencia	350,04	N/mm
Radio curvatura	1.5	Mm	Ke rigidez elástica	35.004,00	N/mm
PC fuerza axial sobre el aislador	525.06	N	Dy desplazamiento de fluencia	0,90	mm
f _{máx}	0,06		DD desplazamiento de diseño	200	mm
f _{mín}	0,04		Keff rigidez efectiva	507,56	N/mm
x	100	s/m	Fy fuerza de fluencia	31.818,15	N
Đ	0,10	m/s	□ eff amortiguamiento efectivo	19,76%	
□ S	0,060		Rigidez vertical del aislador	253.777,81	N/mm
Q fuerza característica	31.503,12	N			

Fuente: elaboración propia

5. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

5.1 Definición de los acelerogramas

El estudio de zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga presentado por INGEOMINAS [16], indica que la amenaza para la ciudad de Bucaramanga está controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las fallas Bucaramanga-Santa Marta,

Suárez, Salinas y la Frontal de los Llanos Orientales. Sin embargo, este mismo estudio propone tomar como escenarios de amenaza la Falla Bucaramanga-Santa Marta, y la Falla Frontal de los Llanos Orientales. Lo anterior se debe a que los posibles efectos generados por un sismo en las fallas Suárez y Salinas estarían cubiertos por los escenarios escogidos. Además, debido a que estos registros generados por INGEOMINAS muestran los datos de aceleración producida por el sismo

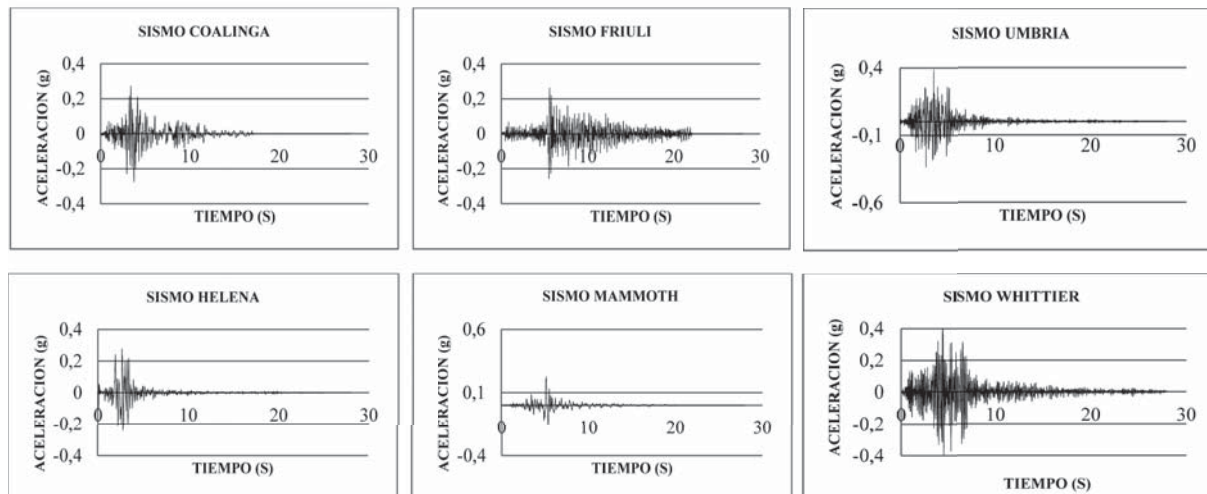


Figura 11. Acelerogramas compatibles con escenario sísmico falla Bucaramanga-Santa Marta para la zona 2.

Fuente: elaboración propia

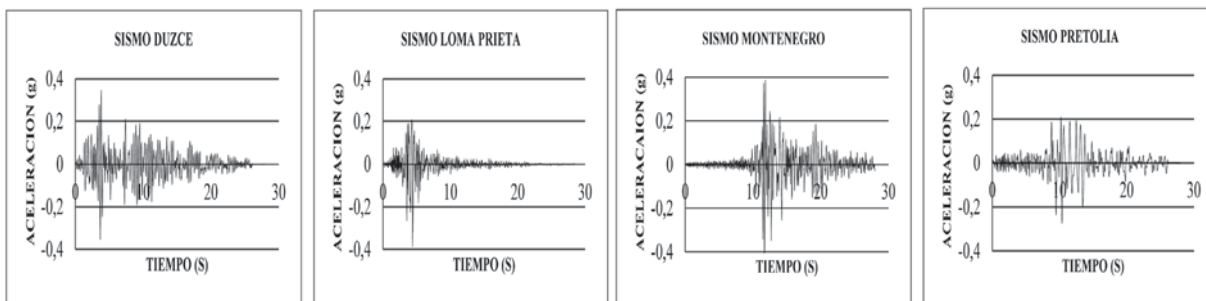


Figura 12. Acelerogramas compatibles con escenario sísmico falla Frontal para la zona 2.

Fuente: elaboración propia

directamente en la roca y, como en la ciudad de Bucaramanga generalmente las estructuras no están cimentadas sobre roca sólida, es necesario, para un mejor análisis, obtener los registros de los acelerogramas en la superficie del terreno [17]. Realizaron el filtro de estas señales teniendo en cuenta la zonificación sismogeotécnica hecha por INGEOMINAS, la cual depende de las características del suelo y la respuesta dinámica de cada zona de la región generando estos acelerogramas en superficie, como se muestran en la figura 11 y en la figura 12.

6. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Periodos y modos de vibración

En la tabla 5 se muestran los periodos y frecuencias para los primeros ocho modos de vibración del puente sin sistema de aislamiento y con los tres sistemas de aisladores usados.

Para los cuatro modelos del puente, el primer modo de vibración está en dirección longitudinal. Es de aclarar también que, para el modelo sin ais-

Tabla 5. Comparación de los periodos para los modelos del viaducto sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

Modo No.	SIN AISLADOR		HDRB		FPS		LRB	
	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]	Periodo [seg]	Frecuencia [ciclos/seg]
1	2.91	0.34	2.32	0.43	2.61	0.38	2.02	0.49
2	2.80	0.36	2.21	0.45	2.51	0.40	1.91	0.52
3	2.56	0.39	2.03	0.49	2.37	0.42	1.66	0.60
4	2.12	0.47	1.96	0.51	2.30	0.44	1.59	0.63
5	1.19	0.84	1.83	0.55	2.19	0.46	1.43	0.70
6	0.96	1.04	1.78	0.56	2.15	0.47	1.39	0.72
7	0.62	1.62	1.71	0.59	2.09	0.48	1.30	0.77
8	0.40	2.51	1.70	0.59	2.09	0.48	1.28	0.78

Fuente: elaboración propia

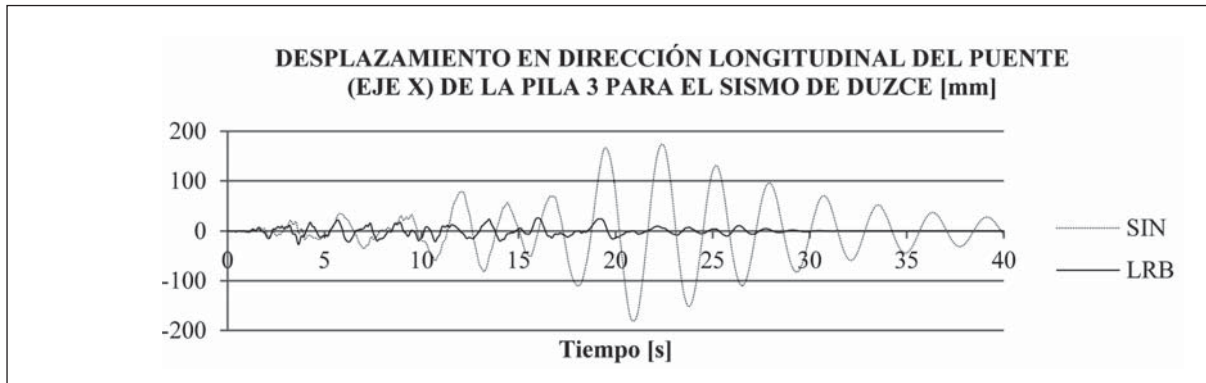


Figura 13. Desplazamiento de la pila 3 en dirección longitudinal del puente para el sismo de Duzce, sin aislamiento versus el aislamiento LRB.

Fuente: elaboración propia

ladores, los primeros ocho modos de vibración ocurren en dirección longitudinal, mientras que para los modelos con aisladores, el primer y quinto modo de vibración están en dirección longitudinal, y el segundo y sexto modo de vibración ocurren en dirección transversal.

6.2 Desplazamientos y fuerzas cortantes en la base

Como ejemplo particular, en la figura 13 se muestra la comparación de los desplazamientos en la

pila 3 en dirección longitudinal para el puente sin aislamiento sísmico versus el aislamiento LRB para el sismo de Duzce. De igual manera, se compara la fuerza cortante en la pila 7, para el sismo de Pretolia, para el puente sin aislamiento sísmico versus el aislamiento HDRB, ver figura 14.

En la tabla 6 se comparan los desplazamientos máximos de las pilas en dirección longitudinal (eje X) del puente, obtenidos del análisis de historias en el tiempo para los acelerogramas definidos anteriormente.

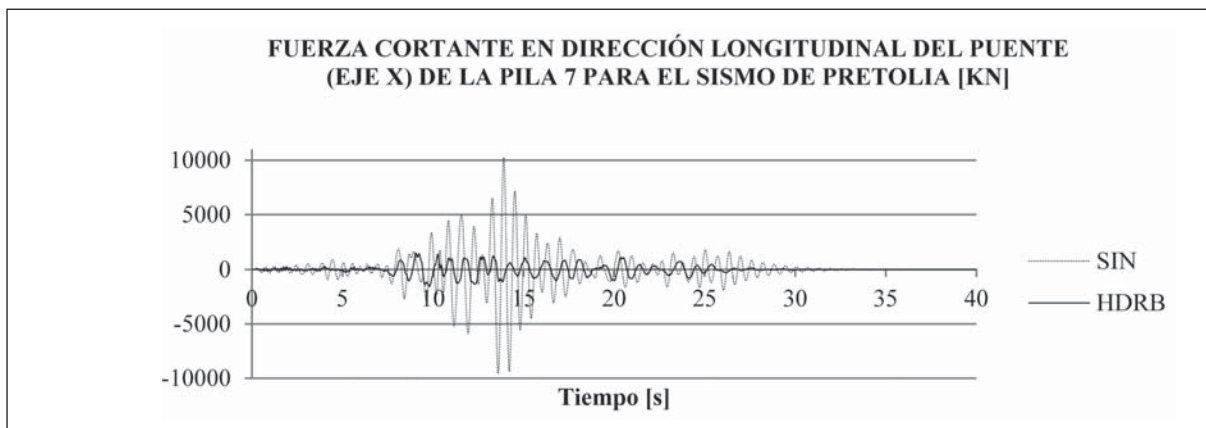


Figura 14. Fuerza cortante en la pila 7 en dirección longitudinal del puente para el sismo de Pretolia, sin aislamiento versus el aislamiento HDRB.

Fuente: elaboración propia

Tabla 6. Comparación de los desplazamientos máximos de las pilas en dirección longitudinal (eje X) del puente para los modelos sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

	Comparación de los desplazamientos en X [mm]											
	PILA 1				PILA 2				PILA 3			
SISMO	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
COALIGNA	69.5	15.5	15.9	6.4	47.3	33.0	30.9	28.6	44.0	44.4	35.4	41.1
DUZCE	29.3	9.5	10.7	19.4	112.0	19.9	23.7	19.3	181.3	27.2	36.0	17.8
FRIULI	8.5	4.2	6.5	9.6	15.2	6.0	8.3	7.6	9.4	9.0	11.9	7.2
HELENA	58.3	16.3	14.3	11.8	51.5	39.3	38.0	24.5	45.5	53.4	52.0	38.4
LOMAPRIETA	37.3	16.5	10.2	17.1	54.5	31.9	32.4	21.8	50.9	49.3	44.5	24.5
MAMMOTH	29.3	14.0	7.7	9.2	33.2	20.3	19.6	23.9	24.1	24.8	25.5	25.0
MONTENEGRO	54.7	18.3	11.1	16.3	57.4	25.6	25.3	37.8	45.6	35.4	32.4	35.5
PRETOLIA	106.7	25.0	16.0	13.3	172.8	47.4	51.4	52.3	101.7	70.5	67.9	52.0
UMBRIA	7.8	6.5	7.1	9.6	10.3	6.8	7.4	11.6	6.8	7.9	10.3	8.9
WHITTIER	8.7	4.7	5.8	5.4	8.7	7.4	7.9	4.4	5.7	11.3	9.6	6.3
Máximos	106.7	25.0	16.0	19.4	172.8	47.4	51.4	52.3	181.3	70.5	67.9	52.0
	PILA 4				PILA 5				PILA 6			
SISMO	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
COALIGNA	42.5	46.9	37.5	44.1	47.8	35.9	33.1	39.9	72.9	20.6	22.5	9.1
DUZCE	180.4	29.4	38.3	18.9	161.7	22.6	29.2	17.6	28.2	12.2	15.9	17.4
FRIULI	8.0	9.5	12.8	7.3	12.6	7.2	9.3	7.0	8.1	5.0	6.7	9.4
HELENA	44.4	57.8	55.0	41.7	48.4	44.1	44.0	36.5	74.6	23.2	20.2	14.7
LOMAPRIETA	48.4	52.3	46.1	25.2	55.8	38.4	38.3	24.3	45.2	19.7	16.2	25.6
MAMMOTH	23.3	24.2	26.5	25.3	27.0	22.7	22.8	24.3	26.9	16.5	10.2	15.2
MONTENEGRO	46.4	37.7	33.4	37.0	53.0	29.3	31.1	36.0	37.2	22.1	16.3	22.2
PRETOLIA	95.2	76.1	71.5	55.6	115.7	51.1	62.9	51.4	107.8	35.2	23.5	21.4
UMBRIA	6.9	7.7	10.4	8.8	7.5	7.6	6.9	8.8	6.6	8.2	6.7	11.7
WHITTIER	5.4	11.9	9.8	6.4	6.6	8.1	8.4	6.0	11.4	5.5	5.9	4.7
Máximos	180.4	76.1	71.5	55.6	161.7	51.1	62.9	51.4	107.8	35.2	23.5	25.6

	PILA 7				PILA 8			
	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
SISMO								
COALIGNA	23.9	9.0	7.3	4.3	9.0	0.6	7.3	1.2
DUZCE	24.5	6.6	4.2	5.8	17.1	0.8	0.7	1.5
FRIULI	9.4	3.0	2.8	4.7	9.2	0.6	0.3	0.4
HELENA	27.2	8.4	6.7	4.3	16.4	1.0	1.2	1.1
LOMAPRIETA	24.3	8.0	6.0	4.7	33.0	1.0	0.9	0.9
MAMMOTH	27.4	8.6	4.5	2.2	15.9	1.2	0.9	0.7
MONTENEGRO	55.9	10.3	5.7	8.3	22.1	1.3	1.2	1.1
PRETOLIA	68.2	10.7	6.8	4.1	23.0	1.7	1.9	1.6
UMBRIA	16.1	4.4	3.4	4.2	20.2	0.7	0.4	0.5
WHITTIER	5.0	2.1	5.2	5.3	11.5	0.4	0.5	0.5
Máximos	68.2	10.7	7.3	8.3	33.0	1.7	7.3	1.6

Fuente: elaboración propia

En la tabla 7 se comparan las fuerzas cortantes máximas para cada pila en dirección longitudinal (eje X) del puente, obtenidos del análisis de historias en el tiempo para los acelerogramas definidos anteriormente.

En la tabla 8 se comparan los desplazamientos y en la tabla 9 las fuerzas cortantes en dirección longitudinal del puente, para el modelo sin aislamiento sísmico, como también para los modelos con los tres sistemas de aislamiento de base, para los valores máximos obtenidos del análisis de historias en el tiempo, para los diez acelerogramas de la falla Frontal y la falla Bucaramanga-SantaMarta.

La mayor deriva del puente sin aislamiento sísmico en dirección longitudinal se presenta en la pila 2 y es del 0,45%, y por el uso de aisladores de base, se reduce al orden del 0,14%, también se puede observar que las derivas en dirección transversal del puente sin aislamiento sísmico

son imperceptibles, mientras que con el uso de aisladores de base aumentan considerablemente, alcanzándose valores máximos de deriva del orden del 0,16%. Aunque también se percibe que las pilas del puente sin aislamiento sísmico son altamente rígidas pues, en general, las derivas son muy pequeñas, valores desde 0,21% hasta 0,45%.

Se hace evidente que, cuando se usa cualquiera de los tres sistemas de aislamiento sísmico, las fuerzas cortantes en dirección longitudinal del puente que actúan en las pilas, que son las más relevantes, se reducen de manera significativa; por ejemplo en la pila 7 de tener una fuerza cortante de 10246 KN para el puente sin aislamiento, se puede llevar hasta un valor de 1705 KN usando un sistema de aislamiento HDRB.

En la figura 15 se muestran los resultados de las tablas 8 y 9, donde se comparan los desplazamientos y fuerzas cortantes en dirección longi-

Tabla 7. Comparación de las fuerzas cortantes máximas para cada pila en dirección longitudinal (eje X) del puente para los modelos sin sistema de aislamiento, con HDRB, con FPS y con LRB

	Comparación de las fuerzas cortantes en X [KN]											
	PILA 1				PILA 2				PILA 3			
SISMO	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
COALIGNA	3906	1560	1560	713	1013	979	853	899	1200	829	566	887
DUZCE	1569	948	1077	1949	1465	593	675	578	1359	961	577	398
FRIULI	486	414	666	959	867	189	266	221	1119	475	311	1551
HELENA	3258	1654	1329	1130	1258	1127	1060	748	1262	1142	940	825
LOMAPRIETA	1969	1665	1225	1721	975	943	888	622	1119	949	882	542
MAMMOTH	1568	1397	730	981	499	601	545	700	448	454	380	550
MONTENEGRO	2922	1807	1143	1681	1256	756	690	1102	2354	715	639	729
PRETOLIA	5876	2508	366	1320	1928	1344	1357	1618	1458	1054	1165	1177
UMBRIA	408	640	627	962	954	208	230	333	1621	395	371	196
WHITTIER	549	490	597	546	1719	220	256	1402	1081	368	469	106
	PILA 4				PILA 5				PILA 6			
SISMO	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
COALIGNA	894	893	551	862	1507	830	724	900	2604	1445	1495	674
DUZCE	1346	814	571	372	1405	523	619	423	914	873	1071	1139
FRIULI	1149	402	270	119	1131	189	261	164	497	356	458	633
HELENA	1298	1186	932	834	1265	914	934	844	2386	1622	1355	953
LOMAPRIETA	1296	947	894	422	1084	864	783	561	1559	1350	1103	1694
MAMMOTH	425	432	364	484	470	530	477	536	908	1156	696	1016
MONTENEGRO	2208	672	606	676	2294	702	603	763	1153	1503	1094	1101
PRETOLIA	1311	1117	1152	1092	1681	1074	1192	1224	3466	238	1542	1488
UMBRIA	1703	358	338	152	1298	185	216	219	353	563	462	770
WHITTIER	1092	330	378	203	1248	200	281	132	658	387	415	358
Máximos	2208	1186	1152	1092	2294	1074	1192	1224	3466	1622	1542	1694

SISMO	PILA 7				PILA 8			
	SIN	LRB	HDRB	FPS	SIN	LRB	HDRB	FPS
COALIGNA	3596	2150	1705	999	2630	260	683	357
DUZCE	3682	1546	983	1247	5160	329	279	517
FRIULI	1409	702	597	1019	2598	253	108	109
HELENA	4086	1981	1588	912	4830	444	531	335
LOMAPRIETA	3648	1897	1381	1100	9720	467	346	297
MAMMOTH	4114	2008	1019	588	4646	533	372	990
MONTENEGRO	8398	2366	1324	1871	6500	568	446	255
PRETOLIA	10246	2528	1549	949	6778	719	746	539
UMBRIA	2392	1038	763	900	5944	286	138	1140
WHITTIER	736	465	1179	1187	3104	119	119	98
Máximos	10246	2528	1705	1871	9720	719	746	1140

Fuente: elaboración propia

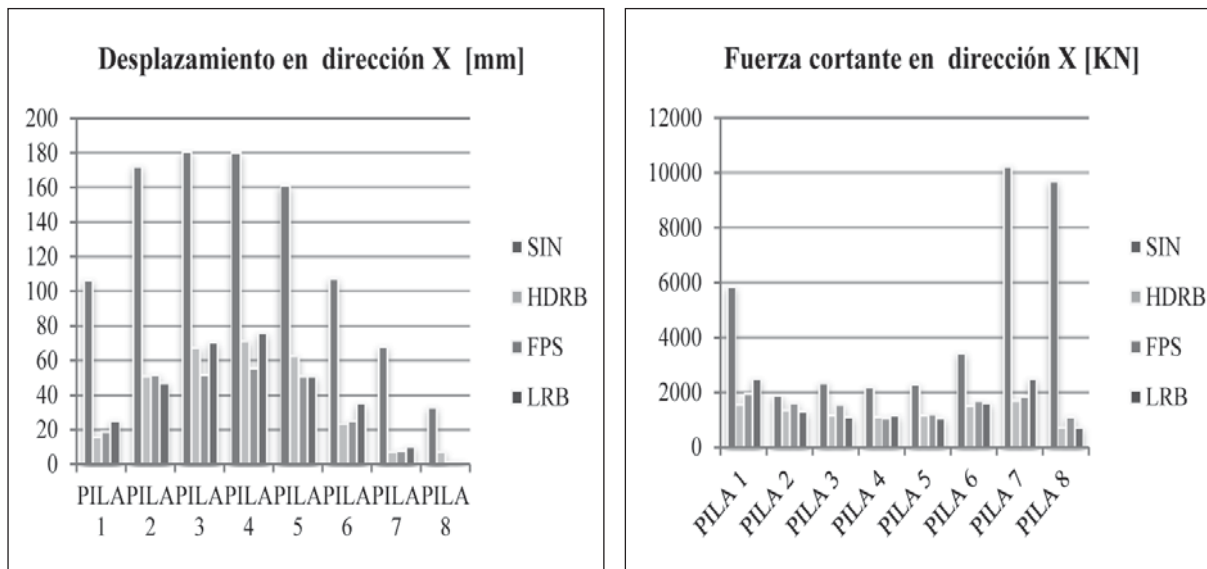


Figura 15. Comparación de desplazamientos y fuerzas cortantes en dirección longitudinal y transversal del puente con y sin aislamiento de base.

Fuente: elaboración propia

Tabla 8. Comparación de desplazamientos para los cuatro modelos del puente, en dirección longitudinal y transversal del puente.

			PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6	PILA 7	PILA 8
Desplazamientos y derivas en X	SIN	[mm]	106.70	172.80	181.30	180.40	161.70	107.80	68.19	33.00
			0.43%	0.45%	0.40%	0.39%	0.37%	0.38%	0.36%	0.21%
	HDRB	[mm]	15.99	51.40	67.93	71.51	62.90	23.46	7.33	7.28
			0.06%	0.13%	0.15%	0.16%	0.14%	0.08%	0.04%	0.05%
	FPS	[mm]	19.42	52.32	51.98	55.60	51.44	25.58	8.29	1.59
			0.08%	0.14%	0.12%	0.12%	0.12%	0.09%	0.04%	0.01%
	LRB	[mm]	25.04	47.41	70.45	76.13	51.14	35.24	10.67	1.69
			0.10%	0.12%	0.16%	0.17%	0.12%	0.12%	0.06%	0.01%

Fuente: elaboración propia

Tabla 9. Comparación de fuerzas cortantes para los cuatro modelos del puente, en dirección longitudinal y transversal del puente.

		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6	PILA 7	PILA 8
Fuerza cortante en X [KN]	SIN	5876	1928	2354	2208	2294	3466	10246	9720
	HDRB	1560	1357	1165	1152	1192	1542	1705	745.6
	FPS	1949	1618	1551	1092	1224	1694	1871	1140
	LRB	2508	1344	1142	1186	1074	1622	2528	718.6

Fuente: elaboración propia

tudinal y transversal del puente con y sin aislamiento de base.

7. CONCLUSIONES

El uso de aisladores modificó la respuesta dinámica del puente en cuanto a los modos de vibración ya que, para el puente sin aislamiento, los modos principales son longitudinales, mientras que para el puente con sistemas de aislamiento el primer modo está en dirección longitudinal y el segundo modo de vibración está en dirección

transversal, y para los modos superiores se repite este comportamiento.

En cuanto a los desplazamientos y fuerzas cortantes en el puente sin aisladores, son relevantes sólo en la dirección longitudinal de éste; los desplazamientos son máximos en las pilas centrales, que son las más altas, mientras que las fuerzas cortantes son muy altas en las pilas más cortas; y con el uso de sistemas de aislamiento de base, este comportamiento cambia totalmente: primero, las fuerzas cortantes y desplazamientos se hacen relevantes en las dos direcciones; segundo, las fuer-

zas cortantes muy altas ya no se localizan en las pilas cortas, si no que tienden a ser uniformes en todas las pilas para las dos direcciones del puente; y en cuanto a los desplazamientos, siguen siendo mayores en las pilas altas, pero son de magnitudes muy parecidas en las dos direcciones.

Respecto a los tres sistemas de aislamiento de base usados, el HDRB, el LRB y el FPS, se puede

ver que inducen un comportamiento muy similar en el puente, dando una respuesta parecida en fuerzas cortantes y desplazamientos sobre las pilas. Aunque si se analizan los desplazamientos que producen cada uno de los sistemas de aislamiento, se ve que el FPS, en general, es el que produce los más bajos; pero si se analizan las fuerzas cortantes en las pilas, el aislador HDRB es el que produce las menores.

REFERENCIAS

- [1] D. Jara y R. J Casas, “Criterios de diseño sísmico de puentes”, en *Enfoques en la investigación científica: Producción actual en las universidades de Barcelona*, [actas del VII Seminario de la APEC], Barcelona, 17 de mayo de 2002, pp. 127 – 136.
- [2] A. Ghobarah, and H. M. Ali, “Seismic Performance of Highway Bridges”, *Engineering Structures*, Vol. 10, No. 3, pp.157-166, 1988.
- [3] D. H. Turkington, A. J. Carr, N.Cooke and P. J. Moss, “Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, No.115, pp.3000-3016.
- [4] J. S. Hwang and L.H. Sheng, “Equivalent Elastic Seismic Analysis of Base-Isolated Bridges with Lead-Rubber Bearings”, *Engineering Structures*, Vol. 16, No. 3, pp.201-209.
- [5] A. Kartoum, M. C. Constantinou and A. M. Reinhorn, “Sliding Isolation Seismic Response of Simply Supported Base-Isolated Bridge with Different Isolators” *Int. J. Appl. Sci. Eng.*, 2006. 4, 1 69, System for Bridges: Analytical Study. *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 345-372.
- [6] Y. P. Wang, L. L Chung and W. H. Liao, “Seismic Response Analysis of Bridges Isolated with Friction Pendulum Bearings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, No. 10, pp.1069-1093.
- [7] R. S. Jangid, “Seismic Response of Isolated Bridges”, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 9, No. 2, pp.156-166.
- [8] M. C. Kunde and R. S. Jangid, “Seismic Behavior of Isolated Bridges: A State-of-the-Art Review”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, No. 3, pp.140-170.
- [9] J. C. Simo and J. M. Kelly, “The Analysis of Multilayer Elastomeric Bearings”, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 51, No. 2, pp. 244-250, 1978
- [10] F. Naeim and J.M. Kelly, *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, New York: John Wiley & Sons Inc., 1999.
- [11] R. I. Skinner, J. M. Kelly and A. J. Heine, “Hysteretic Dampers for Earthquake-Resistant Structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, No. 3, pp. 287-296, 1975.

- [12] W. H. Robinson, “Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures During Earthquakes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, No. 4, pp.593-604, 1982.
- [13] V. A. Zayas, S.S. Low and S.A. Mahin, “A simple pendulum technique for achieving seismic isolation”, *Earthquake Spectra*, Vol. 6, pp.317-334,1990.
- [14] Federal Emergency Management Agency (FEMA), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and NEHER Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, [Reports No. FEMA-273 and FEMA 274], Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 1997.
- [15] M. C. Constantinou, P. Tsopelas, A. Kasalanati and E. Wolff, *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings*, [Report no. NCEER-99-0012], Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1999.
- [16] INGEOMINAS, *Zonificación Sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga*, 2001
- [17] R. A. Ortiz y J. F. Gélvez, *Espectros Generalizados de Deriva para Bucaramanga Usando un Modelo Continuo*, [Trabajo de Grado], Universidad Industrial de Santander, Colombia, 2008