



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉTODO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN SÍSMICA DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

JOSÉ ERIBAN BARRADAS HERNÁNDEZ

DIRIGIDA POR:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

AGRADECIMIENTOS

Gracias a dios.

Gracias a mi esposa por el inmenso amor, apoyo y comprensión que me ha demostrado desde siempre y con los cuales fue posible realizar este, mi sueño.

Agradezco al Consejo Nacional de ciencia y Tecnología y a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y en la realización de mi tesis como parte del proyecto “Desarrollo de criterios de diseño sísmico por torsión”.

Un especial agradecimiento a nuestro tutor, Dr. Gustavo Ayala Millán por preocuparse por el bienestar de sus alumnos, por compartirnos su tiempo, sus conocimientos y transmitirnos su devoción al trabajo y a la investigación.

Mucho agradezco a mis compañeros de grupo y de generación por brindarme su amistad y su apoyo, y agradezco en especial al Dr. Mauro P. Niño Lázaro sus invaluable observaciones, comentarios y sugerencias que me ayudaron a desarrollar mejor el presente trabajo.

Agradezco al Dr. Amador Terán Gilmore, Dr. Oscar López Bátiz, Dr. Orlando Javier Díaz López, y al M. en I. Octavio García Domínguez, por la cuidadosa revisión de este trabajo y por los valiosos comentarios que ayudaron a enriquecer su contenido.

Método simplificado de evaluación sísmica del desempeño estructural de puentes de concreto reforzado basado en desplazamientos.

Índice:

Resumen	i
1. Introducción	1
1.1. Definición del problema	1
1.2. Antecedentes	1
1.3. Objetivos y alcances del trabajo	2
2. Evaluación sísmica basada en fuerzas	3
2.1. Hipótesis y consideraciones	3
2.2. Conclusiones sobre el método de evaluación sísmica basado en fuerzas	9
3. Evaluación y diseño sísmico basado en desempeño	10
3.1. Ingeniería sísmica basada en el desempeño estructural	10
3.2. Hipótesis fundamentales de los métodos de evaluación sísmica basados en desplazamientos	12
4. Método propuesto para la evaluación sísmica del desempeño estructural	26
4.1. Hipótesis y consideraciones	26
4.2. Determinación del amortiguamiento equivalente	26
4.3. Estudio de la condición de regularidad en la respuesta dinámica	31
4.4. Descripción del método de evaluación propuesto	38
5. Ejemplos de aplicación y comparación de resultados	41
5.1. Descripción de los puentes estudiados	41
5.2. Consideraciones para el análisis no lineal paso a paso	41
5.3. Ejemplos de aplicación	47
5.4. Análisis y comparación de resultados	64
6. Conclusiones y recomendaciones	66
6.1. Conclusiones	66
6.2. Recomendaciones	67
7. Referencias	68

RESUMEN

Actualmente se disponen de pocos métodos para evaluar el desempeño estructural de puentes de concreto reforzado ante una demanda sísmica de diseño dada, que sean congruentes con en la filosofía de evaluación y diseño por desempeño y que además se fundamenten en procedimientos de análisis no lineal simplificados de tal forma que pueden ser de fácil comprensión y aplicación por ingenieros de la práctica del diseño estructural. Para subsanar en parte esta carencia, en este trabajo se plantea y desarrolla un método simplificado de evaluación para su aplicación puentes de concreto reforzado cuyas características principales son la sencillez de los conceptos en los que se basa y la facilidad de se aplicación.

El objetivo del presente trabajo es validar la aplicación del método de evaluación propuesto sobre una clase particular de puentes conocidos como viaductos, los cuales tengan como principales características: una superestructura continua cuya longitud oscile alrededor de 200 metros y apoyada en su sentido transversal sobre una pila de concreto reforzado. La comparación entre los resultados obtenidos con el método de evaluación propuesto y los de un análisis no lineal paso a paso muestra que la aplicación del método es válida siempre y cuando durante la respuesta de los puentes a evaluar no se presente lo que en este trabajo se denomina “condición de irregularidad estructural”. Se presenta además un procedimiento para detectar la posible presentación de dicha condición y entender con algunas limitaciones, bajo que condiciones de daño estructural e intensidad sísmica de la demanda se puede presentar.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Durante las últimas décadas se ha incrementado la presión por parte de propietarios, compañías de seguros, políticos e ingenieros para reevaluar y mejorar el estado de la práctica de la evaluación y diseño sísmico de estructuras con la finalidad de lograr una reducción en la pérdida de vidas y el gran impacto económico que la falla de estas puede causar. Como resultado de esta presión, diferentes grupos de investigación han reiniciado sus trabajos sobre los conceptos y procedimientos de evaluación y diseño sísmico de estructuras poniendo un mayor énfasis a su desempeño sísmico.

1.2 ANTECEDENTES

En años recientes, se han desarrollado algunos métodos simplificados de evaluación sísmica basados en desempeño para su aplicación a marcos planos de edificios de concreto reforzado, entre los cuales se pueden mencionar el propuesto en los documentos FEMA 273 y 274 (FEMA, 1997 a y b) donde se describe un método aproximado de evaluación sísmica que consiste en obtener los desplazamientos inelásticos máximos en los entrepisos de los marcos a partir de los desplazamientos elásticos máximos modificados por un grupo de factores.

Métodos alternativos congruentes con la filosofía de evaluación y diseño sísmicos basados en el desempeño estructural para evaluación de marcos planos, se basan en el uso de procedimientos de análisis estático no lineal, como los fundamentados en el análisis de empuje lateral incremental (Análisis Pushover). Estos métodos representan de manera simple, mediante la curva de capacidad, las características estructurales más importantes en el desempeño sísmico de una estructura, entre los primeros métodos de este tipo que fueron propuestos se pueden mencionar el de Freeman (1978), Fajfar y Fischinger (1987, 1989), y los especificados en el ATC-40 (ATC, 1996). Éstos métodos usaban la contribución de un solo modo para definir la curva de capacidad

Posteriormente, se reconoció la importancia que tienen la contribución de los modos superiores en la respuesta sísmica de marcos de altura considerable o irregulares en elevación. A causa de esto se propusieron nuevos métodos para incluir dicha contribución los cuales construyen la curva de capacidad de una estructura a partir de la combinación de respuestas modales como son el análisis del empuje lateral modal (MPA) propuesto por Paret *et al.* (1996) y el Análisis de Espectro de Respuesta Incremental (IRSA) propuesto por Aydinoglu (2003). Una variante del método (MPA) fue hecha por Chopra y Goel (2002). En el informe FEMA-440 publicado por FEMA (2005), se presentan descripciones detalladas de estos y otros métodos empleados en la evaluación sísmica de marcos planos de concreto reforzado.

Como se mencionó, estos métodos se aplican para evaluar el desempeño sísmico de marcos planos y se ha puesto poca atención al desarrollo e implantación de métodos para su aplicación a la evaluación sísmica de puentes de concreto reforzado. Fajfar y Gašperšič (1998) proponen algunos lineamientos para adaptar el método N2 propuesto por Fajfar y Fischinger (1989) a la evaluación sísmica de puentes. Casarotti *et al.* (2006) propusieron un procedimiento adaptado del método de la curva de capacidad propuesto por Freeman (1978). Desafortunadamente no se obtienen buenos resultados, en gran parte

debido a que en puentes la contribución de los modos superiores a la respuesta de la estructura es importante. Ayala *et al.* (2006) propusieron un método aplicable tanto para evaluación como para diseño sísmico de puentes de concreto reforzado, el cual considera la contribución de todos los modos en la definición de la curva de capacidad. Los resultados que se obtienen con la aplicación de este método son aceptables.

1.3 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL TRABAJO

Actualmente se disponen de pocos métodos basados en la filosofía de evaluación y diseño por desempeño, para evaluar el desempeño sísmico de puentes de concreto reforzado. Por otra parte, debido a las hipótesis simplificadoras del comportamiento sísmico de puentes hechas por éstos, dichos métodos deben investigarse a fondo y de ser necesario, mejorarse para garantizar la validez de los resultados en su aplicación práctica.

Dentro de este marco, el propósito de este trabajo es validar la aplicación de un método simplificado de evaluación sísmica mediante el cual, es posible de manera práctica y aproximada, evaluar el desempeño estructural de puentes existentes bajo demandas sísmicas de diseño. El método estudiado en este trabajo se propone partir de una revisión de una clase en particular de métodos de evaluación basados en desplazamientos y del planteamiento de nuevas alternativas que corrigen algunas de las deficiencias existentes en éstos. En el método considerado, la estructura original en su estado dañado se sustituye por otra elástica equivalente con elementos reducidos en rigidez y características de disipación de energía congruentes con los niveles de desempeño esperados ante las demandas de diseño. En este método, iterativo en su naturaleza, el desempeño de la estructura con propiedades lineales equivalentes ante las demandas sísmicas asociadas a los niveles de desempeño, será el desempeño de la estructura original. El método propuesto considera la participación de los modos superiores en el desempeño sísmico de puentes, ya que a pesar de su importancia, la mayoría de los métodos existentes la desprecian o la incluyen de una manera heurística un tanto cuanto arbitraria.

Los diversos trabajos publicados muestran, que bajo ciertas circunstancias todos los métodos simplificados existentes fallan en proporcionar resultados aceptables. A este respecto, en este trabajo se estudia una condición de regularidad relacionada no solamente con las características geométricas de los puentes, sino también con la intensidad de la demanda sísmica, donde más allá de éstas, éste y otros métodos de evaluación resultan deficientes, (Ayala et al. 2006). La investigación involucrada en la formulación del método propuesto trata con éxito limitado, eliminar estas deficiencias, sin embargo, este problema sigue investigándose.

El procedimiento de evaluación sísmica expuesto en este trabajo se aplica a un grupo especial de puentes conocido como viaductos. La superestructura de los viaductos es de relativamente poca longitud y sus apoyos consisten en pilas de concreto reforzado distribuidas longitudinalmente en su superestructura. En los análisis, no se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura.

2 EVALUACIÓN SÍSMICA BASADA EN FUERZAS

2.1 HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES

La evaluación sísmica de una estructura se realiza entre otras razones, para conocer su desempeño estructural ante una demanda sísmica dada y determinar la necesidad de reforzarla cuando por ejemplo: se desee cambiar el uso para el cual fue proyectada y diseñada, ó cuando se realicen cambios en las especificaciones de los reglamentos de diseño para verificar que dichas estructuras cumplan con los estados limite o niveles de desempeño actualmente especificados.

Recientemente se han ampliado los propósitos de evaluar el desempeño sísmico de una estructura al reconocerse la importancia de determinar las demandas de deformaciones y desplazamientos locales que una estructura puede sufrir ante las demandas sísmicas de diseño, con la finalidad de detectar concentraciones locales de daño y posibles mecanismos de falla no deseados y evitarlos mediante el reforzamiento de la estructura.

Hasta años recientes la evaluación sísmica de estructuras se realizaba con procedimientos análogos a los de diseño basado en fuerzas. Recientemente algunos investigadores, (Paulay 1997; Priestley y Kowalsky, 1998 y Priestley, 1998) observan de numerosas pruebas realizadas en diferentes tipos de elementos estructurales, que las hipótesis sobre el comportamiento de elementos estructurales en las cuales se basan estos procedimientos difieren mucho del comportamiento observado en estas pruebas. A continuación se describirá el proceso de diseño sísmico basado en fuerzas con la finalidad exponer las consecuencias de la invalidez de las hipótesis mencionadas en las distintas etapas del procedimiento de diseño de una estructura y entender como pueden afectar al procedimiento de evaluación.

El procedimiento de diseño basado en fuerzas inicia con una estimación de la rigidez lateral de la estructura a partir de la rigidez elástica de sus elementos estructurales o de manera alternativa, a partir de una rigidez reducida en un porcentaje fijo, para tomar en cuenta el agrietamiento en los elementos. A continuación se calcula el periodo fundamental de la estructura y a partir de un espectro de pseudoaceleraciones elástico se obtiene su resistencia elástica. Esta resistencia elástica se modifica dividiéndola entre un factor de reducción llamado factor de reducción por resistencia “ R ”, obteniendo así la resistencia de diseño de la estructura. Posteriormente esta resistencia, se distribuye entre los elementos estructurales, los cuales se diseñan para resistir estas demandas. Finalmente se calculan los desplazamientos laterales inelásticos multiplicando los desplazamientos laterales elásticos por el factor de reducción, se calculan las distorsiones de entrepiso y se comparan con las permisibles; si las distorsiones calculadas son menores a las permisibles termina el procedimiento de diseño.

La consideración de dividir la resistencia elástica entre el factor de reducción R implica que la rigidez de los elementos es independiente de su resistencia y por lo tanto, que la curvatura o desplazamiento de fluencia son directamente proporcionales a sus resistencias, este concepto se ilustra en la fig. 1a. Sin embargo, existe una gran cantidad de evidencia experimental (Paulay 1997; Priestley y Kowalsky, 1998 y Priestley, 1998), que muestra que esta suposición no es válida, y que la rigidez de un elemento es directamente proporcional a su resistencia como se ilustra en la fig. 1b. En esta figura, $M1$, $M2$ y $M3$ son los momentos resistentes y ϕ_{1y} , ϕ_{2y} y ϕ_{3y} son las curvaturas de fluencia de los elementos de concreto reforzado.

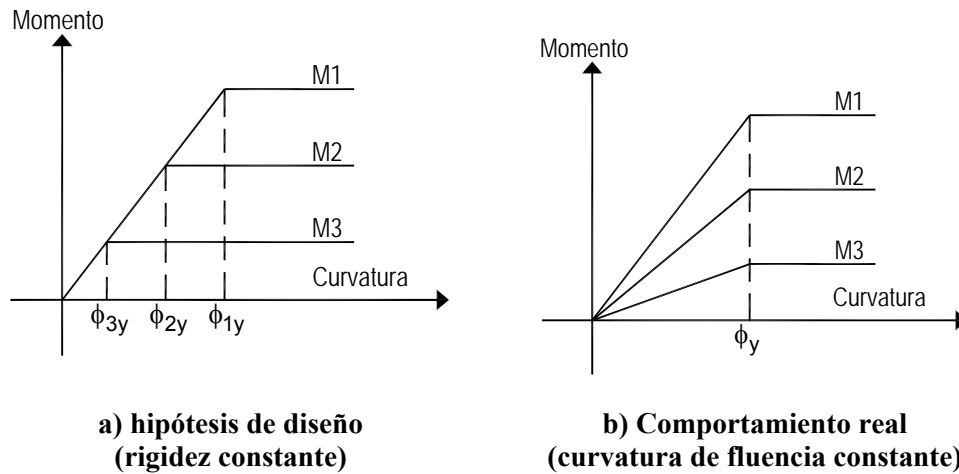


Figura 1. Comportamiento a flexión hipotético y real, de elementos de concreto reforzado

Pruebas realizadas en muros de concreto reforzado con comportamiento a flexión, (Paulay, 1997; Priestley y Kowalsky, 1998) mostraron claramente que para una deformación de fluencia del acero de refuerzo dada, la curvatura de fluencia es función solamente de la longitud del muro, independientemente de su cantidad de refuerzo a flexión. De manera similar, estudios en vigas con comportamiento a flexión (Priestley, 1998), mostraron que este resultado es igualmente válido para marcos dúctiles de concreto reforzado. De estas investigaciones se han propuesto las siguientes expresiones adimensionales para calcular la curvatura de fluencia en diferentes tipos de elementos estructurales:

$$\text{Para vigas rectangulares o vigas T: } h_b \phi_y = 1.70 \varepsilon_y \quad (1)$$

$$\text{Para columnas circulares: } D \phi_y = 2.35 \varepsilon_y \quad (1b)$$

$$\text{Para columnas rectangulares: } h_c \phi_y = 2.12 \varepsilon_y \quad (1c)$$

$$\text{Para muros rectangulares: } I_w \phi_y = 2.00 \varepsilon_y \quad (1d)$$

En estas expresiones h_b , D , h_c y I_w son el peralte de la viga, el diámetro de la columna, el peralte de la columna en la dirección de análisis y la longitud del muro respectivamente, y ε_y es la deformación de fluencia unitaria del acero de refuerzo longitudinal de la sección. Se observa que la curvatura de fluencia en los diferentes tipos de elementos estructurales depende de la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo y de la dimensión de análisis de fuerzas de la sección transversal por ejemplo, para el caso de vigas, su peralte y para el caso de muros, su longitud por lo tanto, la correlación existente entre la resistencia y rigidez de un elemento estructural es válida si solo se varía la cantidad de refuerzo longitudinal en el elemento estructural sin modificar sus dimensiones.

Como consecuencia de la correlación entre la resistencia y la rigidez de un elemento estructural, no es posible conocer un valor aproximado del periodo de la estructura y determinar su resistencia, hasta que la resistencia de los elementos estructurales sea obtenida. Nuevamente se hace hincapié en que para que esto se cumpla deben de mantenerse fijas las dimensiones de los elementos estructurales, lo cual comúnmente se hace después de un prediseño de la estructura. Debido a esto, es necesario realizar un procedimiento iterativo a manera lograr una compatibilidad entre la rigidez lateral de la estructura y la

resistencia requerida. Cabe observar que este procedimiento iterativo no se realiza en la práctica del diseño estructural.

Como se mencionó, la resistencia de diseño de la estructura se obtiene dividiendo la resistencia elástica entre el factor de reducción por resistencia “ R ”. Si se considera que la rigidez y resistencia son propiedades estructurales acopladas, una reducción de la resistencia elástica conduciría a una correspondiente reducción de la rigidez lateral de la estructura lo que incrementaría su periodo. Supóngase un caso en el que el periodo elástico inicial T_1 de un oscilador de un grado de libertad se ubica en la meseta de un espectro suavizado de diseño como se muestra en la fig. 2., si se reduce su resistencia elástica por un factor R , el periodo del sistema asociado a esta resistencia, T_2 probablemente caerá en la zona descendente del espectro reduciéndose de esta manera la resistencia de diseño obtenida con el factor R , puesto que el periodo T_2 será mayor. Por lo tanto el valor real de la relación entre la resistencia elástica a resistencia de diseño, R_{eff} será menor que R .

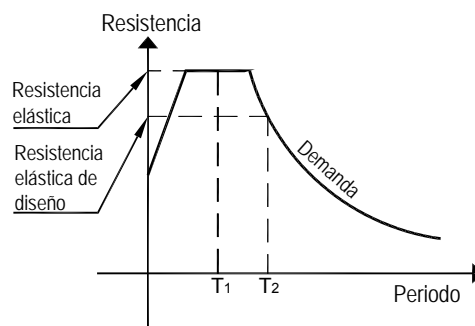


Figura 2. Resistencia elástica y elástica de diseño de un sistema estructural de un grado de libertad

Smith y Tso (2002), obtuvieron la expresión algebraica dada por la ec. (2) para el factor de reducción por resistencia real ó efectivo R_{eff} :

$$R_{eff} = \sqrt{R} \quad (2)$$

Para estructuras con periodos fundamentales medianos y largos, a partir de la regla de iguales desplazamientos formulada por Veletsos y Newmark (1960) se puede derivar que la ductilidad de desplazamiento es igual al factor de reducción de fuerzas es decir: $\mu_{\Delta} = R$, pero debido a que R_{eff} es menor que R , se puede observar que se sobreestimaré la ductilidad de desplazamiento del sistema estructural. Por lo tanto, considerando que es válida la aplicación de la regla de igual desplazamientos, la ductilidad de desplazamiento real o efectiva de la estructura será:

$$\mu_{\Delta eff} = \sqrt{R} \quad (3)$$

Para validar esta expresión, Smith y Tso (2002) realizaron un experimento numérico el cual consistió en obtener la respuesta inelástica de cuatro muros de concreto reforzado con la misma geometría y materiales, diseñados para factores de reducción por resistencia iguales a 1,2,3, y 4, sometidos a cuatro registros sísmicos en suelo firme. Su comportamiento histerético se modeló como elastoplástico y se supuso un amortiguamiento viscoso de 5%. A partir de la respuesta de cada uno de los cuatro muros a los cuatro registros se obtuvieron las medias de las demandas de ductilidad y se graficaron contra los

factor de reducción por resistencia R . Esta gráfica se muestra en la fig. 3, donde se puede apreciar que la curva de R_{eff} predice de manera aproximada la demanda de ductilidad de desplazamiento de los muros.

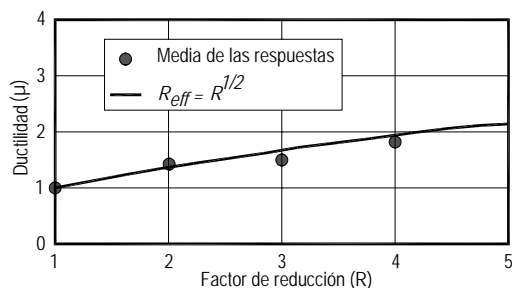


Figura 3. Comparación de demandas de ductilidad calculada y predicha

Un segundo hecho relacionado con la diferencia en valor de los periodos T_1 y T_2 del oscilador se presenta en la estimación de sus desplazamientos laterales, ya que debido a que el periodo real del oscilador T_2 , asociado a la resistencia de diseño, será mayor que el periodo de la estructura asociado con la resistencia elástica T_1 , (cuyo valor se usaría para el cálculo de los desplazamientos elásticos considerando la rigidez y resistencia desacopladas); los desplazamientos elásticos serán mayores para la estructura con la resistencia de diseño. Considerando un oscilador de un grado de libertad, Smith y Tso (2002) obtuvieron la expresión algebraica mostrada en la ec. (4) para el cálculo de su desplazamiento lateral. En esta expresión Δ_{eff} es el desplazamiento elástico efectivo del oscilador con la resistencia de diseño, R es el factor de reducción por resistencia y $\Delta_{elástico}$ es el desplazamiento del oscilador con la resistencia elástica.

$$\Delta_{eff} = R\Delta_{elástico} \quad (4)$$

Una consecuencia importante de este hecho es que se subestimarán el valor de los desplazamientos laterales inelásticos, ya que como se sabe, éstos se calculan multiplicando los desplazamientos elásticos por el factor de reducción por resistencia el cual, considerando las rigidez y resistencia acopladas es $R^{1/2}$, por lo tanto el valor efectivo del desplazamiento inelástico será:

$$\Delta_{eff\,inelástico} = R^{\frac{3}{2}}\Delta_{elástico} \quad (5)$$

Otra consecuencia de subestimar los desplazamientos laterales elásticos, es que se sobrestimarán también los efectos de segundo orden conocidos como efectos P- Δ . Cabe observar además que estos efectos deberían de calcularse a partir de los desplazamientos laterales inelásticos sin embargo, en los procedimientos de evaluación y diseño sísmico basados en fuerzas no es posible ya que los desplazamientos inelásticos se calculan indirectamente después de que se realiza el análisis para conocer los desplazamientos elásticos. Los efectos P- Δ sin embargo, suelen ser críticos solo para edificios de gran altura.

Cabe observar que las expresiones (2) a (5) se obtuvieron considerando por simplicidad, la rigidez elástica inicial del oscilador sin embargo, la mayoría de los reglamentos de diseño especifican que para el análisis, se tome en cuenta el agrietamiento en los elementos lo cual se lleva a cabo reduciendo su rigidez inicial en un porcentaje fijo, el cual depende del tipo de elemento estructural. Cabe aclarar que

el valor de este porcentaje de reducción parece ser especificado arbitrariamente sin importar el nivel de carga axial en el elemento ni la ductilidad que se espera desarrolle. El considerar una rigidez reducida en el oscilador al cual se ha hecho referencia, reduciría los valores de los desplazamientos y ductilidades efectivas dadas por las expresiones anteriores sin embargo, para estimar sus valores aproximados es necesario conocer la rigidez agrietada que presentará el elemento para la resistencia de diseño. De forma similar, las expresiones (2) a (5) se obtuvieron considerando que el periodo elástico del oscilador T_1 , se ubicaría en la meseta del espectro de diseño, por lo que los valores para los desplazamientos y ductilidades efectivas dados por estas expresiones no aplicarían para un caso en el que el periodo elástico T_1 del oscilador se ubicará en la parte ascendente del espectro y el periodo reducido T_2 , se ubicará o bien en la meseta ó en la parte descendente del espectro.

Por otra parte, la relación entre el factor de reducción por resistencia y la ductilidad de desplazamiento ($R=\mu_A$), que se deriva a partir de la regla de igual desplazamientos indica que la ductilidad de una estructura puede representarse por una ductilidad “característica”. Sin embargo, Priestley y Park (1987) señalan que esta aproximación no es aceptable ya que la ductilidad de los elementos estructurales depende entre otros factores, del tipo de elemento, de su geometría, relación de refuerzo, relación de carga axial además, la demanda de ductilidad global de la estructura depende de su configuración geométrica, del tipo y distribución de los elementos estructurales y del tipo de suelo en el cual se desplanta, entre otros factores.

Para ejemplificar este hecho y algunos problemas que se derivan de él, considerando el acoplamiento de la rigidez y resistencia de una estructura durante un proceso de evaluación o diseño sísmico basado en fuerzas, se presenta el siguiente ejemplo conceptual:

Se considera un puente de tres pilas de diferentes alturas como el que se muestra en la fig. 4, supóngase que por cuestiones arquitectónicas ó debido a un proceso de construcción o fabricación en serie, las tres pilas tienen la misma sección transversal. Las pilas están empotradas en su base y están unidas en su extremo superior con la superestructura del puente mediante algún tipo de apoyo.

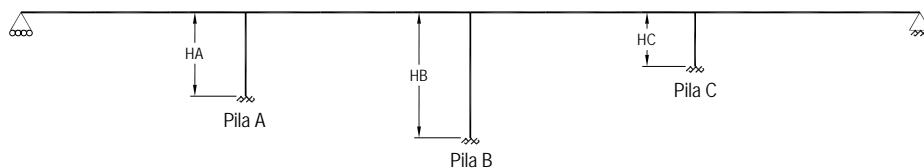


Figura 4 Puente para ejemplo conceptual

Con una demanda sísmica actuando en el sentido transversal del puente, los procedimientos de evaluación y diseño sísmico basado en fuerzas distribuirán el cortante basal entre las pilas en proporción a sus rigideces laterales (considerando las secciones elásticas o agrietadas). Como tienen la misma sección transversal los cortantes V_i en las tres pilas V_A , V_B y V_C , serán proporcionales a sus alturas, ya que su rigidez lateral está dada por:

$$K_i = \frac{C_1 E I_i}{H_i^3} \quad (6)$$

En la expresión anterior C_i es una constante que depende de la condición de apoyo en la unión de las pilas con la superestructura del puente y EI_i es la rigidez a flexión de la sección i . Por lo tanto, los momentos de diseño en la base de las pilas serán:

$$M_{Bi} = V_i H_i = \frac{C_i EI_i}{H_i^2} \quad (7)$$

Como se observa, los momentos de diseño de las pilas serán inversamente proporcionales al cuadrado de su altura. Teniendo en cuenta que la curvatura de fluencia de una pila de concreto es independiente de su resistencia, entonces los desplazamientos de fluencia de las pilas serán proporcionales al cuadrado de su altura H_i^2 independientemente de la resistencia que se les asigne. Por ejemplo, si la pila B tiene el doble de la altura de la pila C, el desplazamiento de fluencia de la pila B será aproximadamente cuatro veces el desplazamiento de fluencia de la pila C. De este hecho se puede observar que las capacidades de deformación ó ductilidades de las pilas serán muy diferentes y por lo tanto será difícil elegir un factor de reducción por resistencia adecuado para la estructura, ó de manera equivalente suponiendo que es aplicable la regla de igual desplazamientos, una ductilidad global característica a la estructura.

Además puesto que la pila corta toma un momento de diseño mayor con respecto al de las otras dos pilas, se le asignará una cantidad de refuerzo a flexión mayor. Si se considera que la rigidez es proporcional a la resistencia, asignando una cantidad mayor de refuerzo a la pila corta incrementará aún más su rigidez inicial; lo que haría necesario realizar una nueva estimación de la rigidez de la pila considerando el refuerzo a flexión que se le asignó. Esto resultaría en que la pila corta tomará un porcentaje del cortante basal aún más alto del que tomó originalmente, lo que incrementará su vulnerabilidad a falla por cortante. Además, la capacidad de desplazamiento de las pilas se reduce conforme se incrementa su relación de refuerzo (Priestley, 1998), lo cuál conducirá a su vez a una reducción de la capacidad de desplazamiento de la estructura. Cabe señalar que el ejemplo presentado es un caso que se presenta con relativa frecuencia sin embargo, algunos de los inconvenientes mencionados se pueden aminorar haciendo la pila corta más flexible para que incremente su ductilidad y tome una fuerza cortante menor.

Por otra parte, la relación $R=\mu_A$ puede aplicarse solo cuando la regla de iguales desplazamientos puede considerarse válida. En años recientes se han llevado a cabo numerosas investigaciones que señalan varias limitaciones en la aplicación de esta regla, a continuación se citan dos de la más importantes.

Esta aproximación se considera razonable para estructuras con periodos de vibración largos y medianos sin embargo, algunos investigadores como Priestley (2000) señalan que su aplicación es de dudosa validez para estructuras con periodos medianos cuando el comportamiento histerético de la estructura idealizada como un oscilador de un grado de libertad difiere de manera significativa del modelo elastoplástico. Ruiz-García y Miranda (2004, y 2006) muestran que las relaciones convencionales de desplazamientos inelástico a elástico no deberían usarse en estructuras desplazadas sobre suelos muy blandos.

2.2 CONCLUSIONES SOBRE EL MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA BASADO EN FUERZAS.

De los resultados obtenidos de pruebas experimentales (Paulay 1997; Priestley y Kowalsky, 1998 y Priestley, 1998), donde se muestra que la rigidez de un elemento estructural es proporcional a su resistencia se concluye que el aplicar procedimientos de diseño sísmico basado en fuerzas como lo estipulan los reglamentos actuales a estructuras cuyo periodo fundamental es mediano o largo, conduce a una sobrestimación de las demandas de ductilidad y a una subestimación de los desplazamientos elásticos e inelásticos. Para corregir estas deficiencias, es necesario realizar un proceso iterativo a manera de hacer compatible la demanda de diseño con la rigidez lateral de la estructura.

Otra consecuencia importante de la correlación entre la rigidez y la resistencia de un elemento en el diseño ó evaluación de estructuras de periodos medianos y largos, realizados mediante procedimientos basados en fuerzas, es que el factor de reducción por resistencia efectivo R_{eff} , será menor al supuesto R ; Lo que conduce a un valor incorrecto de las demandas sísmicas que deberá resistir la estructura.

Se observo además en el ejemplo conceptual presentado, que cuando los elementos estructurales puedan presentar capacidades de deformación o ductilidades de considerable diferencia, resulta difícil elegir un factor de reducción por resistencia adecuado. Lo cual, conduce también a un valor incorrecto de las demandas que deberán ser resistidas y de los valores de los desplazamientos inelásticos obtenidos aplicando la regla de igual desplazamientos.

Por otra parte, se deben de tener presentes las limitaciones en la aplicación de la regla de iguales desplazamientos y de ser posible aplicar alguna corrección a esta regla, ya que la estimación de los desplazamientos inelásticos pueden ser incorrectas, cuando existen condiciones tales que la aplicación de dicha regla no es válida.

Para la evaluación sísmica de una estructura existente, es posible tener un buen conocimiento de sus propiedades dinámicas, ya que se pueden estimar con razonable precisión los periodos de interés de la estructura y por lo tanto su rigidez lateral. Es posible además conocer con buena precisión su resistencia lateral sin embargo, en un caso en donde se presente el problema de elegir un factor de reducción por resistencia adecuado, los procedimientos de evaluación y diseño sísmico basados en fuerzas conducirán a valores incorrectos de las fuerzas que deberán ser resistidas. Además, considerando que es válida la aplicación de la regla de igual desplazamientos dichos procedimientos conducirán a valores incorrectos de los desplazamientos laterales inelásticos.

También es claro, que mediante estos procedimientos no es posible predecir concentraciones locales de daño en los elementos estructurales ni detectar posibles mecanismos de falla, ya que obtienen las demandas de desplazamientos inelásticos solo para la demanda sísmica de diseño e ignora la redistribución de fuerzas y deformaciones en la estructura al irse dañando progresivamente los elementos estructurales.

De lo anterior, se hace evidente la necesidad de evaluar el desempeño sísmico de una estructura mediante análisis no lineales que estimen la distribución de la resistencia, deformaciones y desplazamientos sobre la estructura de forma gradual ante las demandas sísmicas actuantes, para lo cual resulta esencial un mejor conocimiento de la capacidad de deformación no lineal de la estructura.

3 EVALUACIÓN Y DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO

3.1 INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Durante las últimas tres décadas se ha observado que el desempeño sísmico presentado por diferentes estructuras diseñadas con los procedimientos de diseño sísmico actuales basados en fuerzas, ante sismos de mediana y alta intensidad, no fue el que se esperó alcanzasen ante las demandas impuestas por dichos sismos. Ya que muchas estructuras colapsaron ante las demandas de diseño impuestas por sismos extraordinarios y otras sufrieron daño estructural y no estructural considerable ante demandas menores a las de diseño. Se observó además, que no existía una relación directa entre la resistencia a fuerzas laterales proporcionadas a los elementos estructurales y el daño que se presentó en estos. Por otra parte, algunos investigadores (Paulay 1997; Priestley y Kowalsky, 1998 y Priestley, 1998), han demostrado que las hipótesis sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado en las que se basan estos procedimientos, difiere de su comportamiento real.

Debido a esto, se ha iniciado una reevaluación por parte de ingenieros y grupos de investigación sobre los conceptos y procedimientos de evaluación y diseño sísmico de estructuras con la finalidad de lograr una reducción tanto en pérdidas de vidas humanas como en pérdidas económicas causadas por el daño excesivo y colapso de estructuras.

Como resultado de esta reevaluación, la tendencia de los nuevos procedimientos de evaluación y diseño sísmico de estructuras, enfatiza el control del desempeño estructural considerando, en el caso de diseño, varios objetivos de diseño mediante niveles de desempeño asociados a demandas sísmicas de diseño. Proponiendo además, el empleo de índices de desempeño que controlen o cuantifiquen mejor los parámetros de interés de la respuesta, (Distorsiones de entrepiso, rotaciones en los elementos estructurales, ductilidades locales y globales, capacidad de disipación de energía, etc.).

El índice de desempeño más aceptado para estructuras con periodos medianos y largos ha sido los desplazamientos laterales que éstas presentarán bajo una acción sísmica. Entre algunas razones se mencionan las siguientes:

- Si se considera que una acción sísmica le impone a una estructura desplazamientos horizontales y verticales y no un conjunto de fuerzas laterales, que realmente son causadas por los desplazamientos horizontales, como se considera en los procedimientos de evaluación y diseño sísmico basado en fuerzas. Para el caso de un procedimiento de diseño sísmico, se puede tener mejor control de la respuesta de la estructura a través de su rigidez lateral, mediante la imposición de los desplazamientos laterales.
- El daño en los elementos estructurales tiene una relación directa a sus deformaciones (rotaciones, desplazamientos), y estas deformaciones pueden determinarse fácilmente a partir de los desplazamientos laterales.
- De la observación anterior, si se consideran estructuras en las cuales sus desplazamientos laterales serán relativamente grandes de manera que el daño se deberá principalmente a éstos, en un procedimiento de diseño sísmico, el daño en los elementos estructurales puede ser controlado eficientemente mediante la imposición de límites en los desplazamientos laterales o

límites en distorsiones de entrepiso, y en el caso de un procedimiento de evaluación sísmica, el daño que sufrirán los elementos estructurales se puede estimar con mayor facilidad calculando los desplazamientos laterales y distorsiones en la estructura.

- Si se opta por no hacer una consideración explícita entre comportamiento local y global, mediante la determinación o imposición de los desplazamientos laterales en una estructura se puede obtener directamente la demanda de ductilidad actuante o requerida respectivamente para cada elemento estructural. Ésta consideración evita el uso de los factores de reducción por resistencia y factores de ductilidad característicos usados en los procedimientos de evaluación y diseño basados en fuerzas, que como se observó pueden conducir a valores incorrectos de las demandas de resistencia y desplazamientos.

Una dificultad en la aplicación de los procedimientos o métodos de evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en desempeño, es la falta de procedimientos de análisis sobre los que se puedan fundamentar. Considerando que bajo las demandas sísmicas de diseño, las estructuras incurrirán en su rango de comportamiento inelástico, es necesario que estos procedimientos de análisis sean no lineales.

Es bien sabido que la forma más aproximada de determinar la respuesta de una estructura ante una demanda sísmica que le induce comportamiento inelástico es realizar un análisis no lineal paso a paso. Sin embargo, esta técnica de análisis presenta los siguientes inconvenientes:

- Requiere de un nivel de conocimientos relativamente altos por parte del analista para definir los datos de entrada requeridos para los análisis, tales como el modelo histérico que refleje mejor el comportamiento ante cargas laterales de los elementos estructurales y las propiedades no lineales de estos elementos, conceptos que son desconocidos por la mayor parte de los ingenieros de la práctica del diseño estructural.
- Se necesita calcular la respuesta de la estructura para un conjunto de acelerogramas reales y/o simulados entre cuyas características los reglamentos de diseño especifican que deben representar el peligro sísmico del sitio de la región donde se ubique la estructura y sus intensidades sean compatibles con los criterios establecidos sin embargo, la mayoría de los reglamentos no proporcionan los datos para construirlos por lo que el diseñador puede verse en la necesidad de acudir a personas especializadas en el campo para adquirir tales registros.

Por las razones anteriores, el diseñador se ve obligado a elevar el costo de su trabajo que, en la mayoría de los casos los clientes están dispuestos a pagar solo para estructuras de gran importancia.

En parte debido a estos inconvenientes, en años recientes se han venido desarrollando diversos métodos de evaluación y diseño sísmico de estructuras consistentes con la filosofía de desempeño estructural, basadas en análisis no lineales simplificados, de fácil comprensión y aplicación para ingenieros de la práctica del diseño estructural; como alternativas de evaluación y diseño más racionales que las actuales basadas en fuerzas.

3.2 HIPÓTESIS FUNDAMENTALES DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS.

La mayoría de los métodos propuestos obtienen (en un procedimiento de evaluación), ó definen (en un procedimiento de diseño) el desempeño de una estructura a partir de la respuesta de un sistema estructural equivalente ante las demandas sísmicas de diseño. Estas demandas normalmente se definen mediante los espectros suavizados que especifican los reglamentos, lo cual tiene la ventaja de que dichos espectros representan de manera aproximada la envolvente de las máximas demandas sísmicas probables que se espera, se presenten en el sitio.

Los sistemas estructurales equivalentes se pueden clasificar en sistemas inelásticos de referencia y sistemas elásticos equivalentes. A continuación se describen los procedimientos de evaluación sísmica de una estructura a partir de la respuesta de cada uno de los dos tipos de sistemas estructurales equivalentes.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE SISTEMAS INELÁSTICOS DE REFERENCIA.

El procedimiento general que siguen los métodos de este tipo para evaluar el desempeño sísmico de un marco plano es como sigue:

Paso 1. Se parte del conocimiento de la estructura a evaluar y de la demanda sísmica de diseño la cual, normalmente es un espectro de Seudoaceleraciones elástico suavizado, como los especificados en los reglamentos de diseño. En la fig. 5a se muestra un esquema de la estructura a evaluar y en la fig. 5b el espectro elástico de diseño, donde m_1 , m_2 y m_3 son las masas de entrespisos, a_g es la aceleración máximo del terreno, T_c es el periodo característico del terreno.

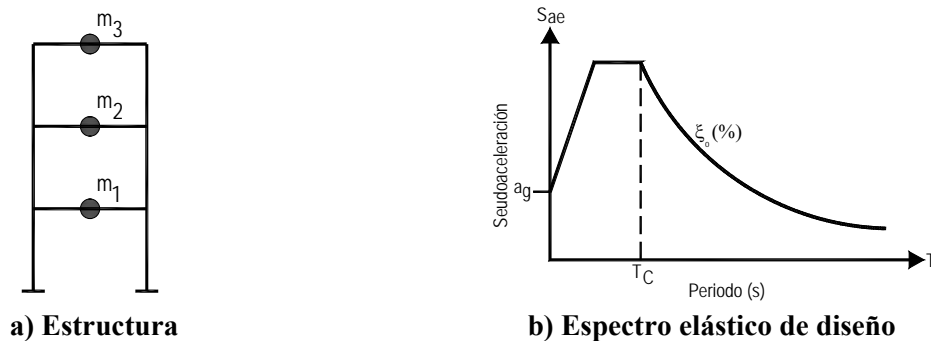


Figura 5. Datos del problema

Paso 2. La demanda sísmica de diseño se redefine mediante un espectro el cual tiene como ordenadas valores de seudoaceleración y como abscisas, su correspondiente valor de desplazamiento ambos relacionados mediante la ec. (8), como se muestra en la fig. 6.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (8)$$

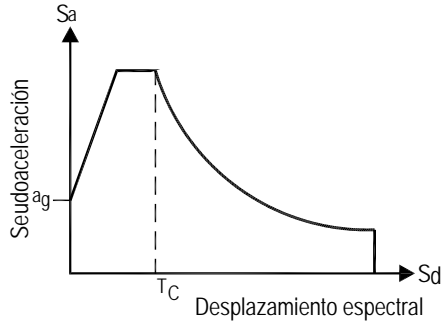


Figura 6. Demanda sísmica en formato Seudoaceleración-desplazamiento

El espectro calculado en el paso anterior se reduce para obtener la demanda reducida con la que se diseñó o diseñará la estructura. Algunos métodos hacen esto reduciendo el espectro elástico a un espectro inelástico de diseño de ductilidad constante y otros obtienen un espectro elástico de diseño con base en un oscilador de un grado de libertad con propiedades de rigidez y amortiguamientos elásticos equivalentes a las mismas propiedades inelásticas que presentará la estructura ante la demanda elástica. En el caso de los métodos que usan espectros inelásticos de ductilidad constante, estos se pueden calcular por medio de ecuaciones como las siguientes

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (9)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{Para } T < T_c \quad (10)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Para } T \geq T_c \quad (11)$$

donde S_a y S_d son los valores respectivos de aceleración y desplazamiento espectral del espectro inelástico de ductilidad constante de diseño. S_{ae} y S_{de} son los valores respectivos de aceleración y desplazamiento espectral del espectro elástico. R_μ es el factor de reducción en función de la ductilidad de desplazamiento modal μ . T y T_c son el periodo fundamental del sistema y el periodo característico del terreno respectivamente. Los espectros resultantes se muestran en la fig. 7.

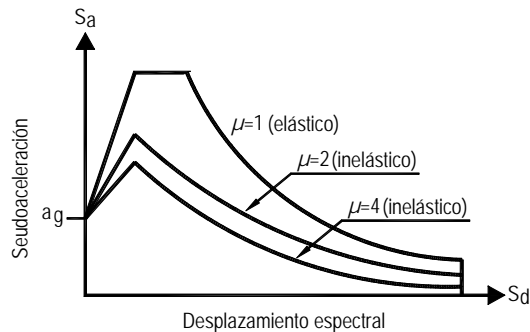


Figura 7. Espectros elástico e inelásticos de ductilidad constante

Paso 4. Se realiza un análisis estático no lineal (conocido como análisis de empuje lateral incremental ó análisis “pushover”) sobre la estructura. Este análisis consiste en aplicar sobre la estructura, un conjunto de fuerzas laterales incrementándolas monotónicamente a manera de obtener una curva de comportamiento no lineal cortante basal-desplazamiento de la estructura. En una primera etapa se aplica dicho conjunto de fuerzas incrementado su magnitud hasta que fluye un elemento de la estructura, se registran el cortante basal “ V_b ” y el desplazamiento lateral de un punto de referencia “ D_a ” sobre la estructura en el momento en que ocurrió la fluencia de ese elemento. El punto de referencia, D_a se elige como el punto en donde se presentara el desplazamiento lateral máximo sobre la estructura, que para el caso de marcos planos que forman parte de edificios normalmente se presentará en el piso superior. Estos valores se grafican en un sistema coordenado en el cual, sobre su eje de abscisas se grafica el desplazamiento lateral del punto de referencia y sobre le eje de las ordenadas el cortante basal actuante en el momento en que fluyó el primer elemento de la estructura Finalmente se traza una línea recta desde el origen del sistema coordenada hasta el punto definido por las coordenadas de los valores mencionados.

En la segunda etapa sigue el mismo procedimiento, solo que el punto donde se formó la articulación plástica del primer elemento se modela como una articulación, se incrementan nuevamente las fuerzas laterales hasta que fluye un segundo elemento de la estructura y se registran los valores del cortante basal actuante y del desplazamiento lateral del punto de referencia tomado en la primera etapa, se grafican sus valores en el sistema coordenado Cortante basal-desplazamiento y se traza una línea recta desde el punto que define el final de la primera etapa hasta éste punto. Se sigue el mismo procedimiento hasta que la rigidez de la estructura este suficientemente degradada o hasta que se forme un mecanismo de colapso sobre la estructura.

A la curva resultante se le conoce como la curva de capacidad de la estructura. Para su construcción, se supone un conjunto de fuerzas laterales definido por la ec. (12):

$$\{P\} = [M]\{\Phi\} \quad (12)$$

Donde $\{P\}$ es el vector de fuerzas laterales que actúa sobre la estructura, $[M]$ es su matriz diagonal de masas y $\{\Phi\}$ es un vector que define la distribución de desplazamientos laterales de la estructura. Los valores de éste vector están normalizados de tal manera que el desplazamiento lateral del punto de referencia sea la unidad. La mayor parte de las metodologías basadas en análisis de sistemas inelásticos de referencia suponen que la forma del vector $\{\Phi\}$, no cambia durante la respuesta de la estructura. En la fig. 8 se muestra un esquema de las cantidades mencionadas y la curva cortante basal-desplazamiento resultante.

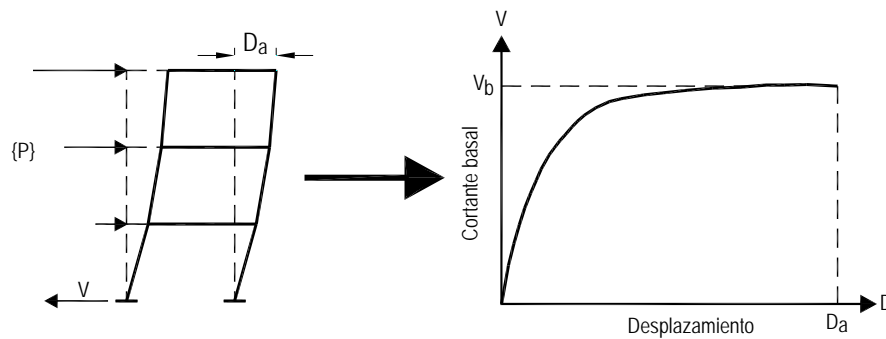


Figura 8. Construcción de la curva de capacidad de la estructura

Paso 5. Se define el sistema de un grado de libertad de referencia de la estructura, y su relación cortante basal-desplazamiento equivalente. Su masa equivalente se calcula mediante la siguiente expresión:

$$m_{eq} = \sum m_i \Phi_i \quad (13)$$

Se transforman los valores del cortante basal y desplazamiento lateral del punto de referencia del sistema de múltiples grados de libertad a sus respectivas cantidades para el sistema de un grado de libertad de referencia mediante las siguientes ecuaciones:

$$Vb_{eq} = \frac{Vb}{\Gamma} \quad (14)$$

$$Da_{eq} = \frac{Da}{\Gamma} \quad (15)$$

donde Γ es un factor de transformación en función del vector de desplazamientos laterales supuesto, Φ . Cabe notar que si se elige el vector Φ como el vector correspondiente a una de las formas modales de la estructura, el valor de Γ resultante será el valor del factor de participación modal correspondiente a ese modo. Γ se define mediante la siguiente ecuación:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (16)$$

A este sistema se le llama de sistema referencia porque como se observó, su masa es la masa efectiva correspondiente a un determinado modo y su comportamiento Cortante-Desplazamiento se definen con referencia al que se presenta en un punto determinado de la estructura para ese modo. En la fig. 9, se muestra un esquema del sistema de un grado de libertad de referencia y su curva cortante basal-desplazamiento.

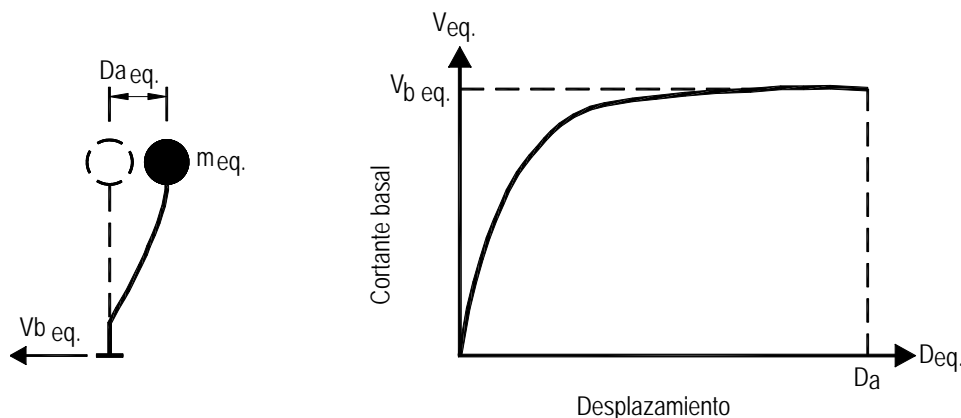


Figura 9. Sistema de referencia y comportamiento Cortante-desplazamiento

Paso 6. A continuación, con base en la curva cortante basal-desplazamiento del sistema de referencia obtenida en el paso anterior, se determina gráficamente una curva idealizada Cortante basal-desplazamiento como se muestra en la fig. 10. Comúnmente, esta curva se idealiza como bilineal

elastoplástica ó bilineal con una cierta rigidez de postfluencia para la segunda rama, aunque la curva bilineal con rigidez de postfluencia representa mejor el comportamiento inelástico cortante–desplazamiento de la mayoría de las estructuras.

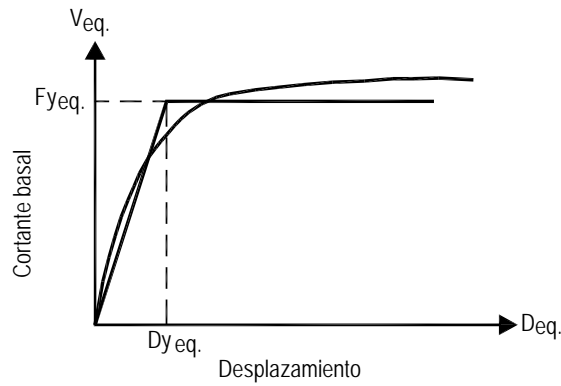


Figura 10. Comportamiento cortante-desplazamiento idealizado para el sistema de referencia

De la curva Cortante basal-desplazamiento idealizada obtenida en el paso anterior, se determinan gráficamente la fuerza Fy_{eq} y el desplazamiento de fluencia Dy_{eq} del sistema de referencia como se muestra en la fig. 10. Conocidos estos valores, se calcula el periodo del sistema de referencia mediante la siguiente ecuación:

$$T_{eq.} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{eq.} Dy_{eq.}}{Fy_{eq.}}} \quad (17)$$

Finalmente, a partir de la curva idealizada cortante-desplazamiento del sistema de referencia se calcula su curva de capacidad la cual se muestra en la fig. 11 definida en coordenadas de Seudoaceleración–desplazamiento mediante la siguiente ecuación:

$$Sa_{eq.} = \frac{V_{eq.}}{m_{eq.}} \quad (18)$$

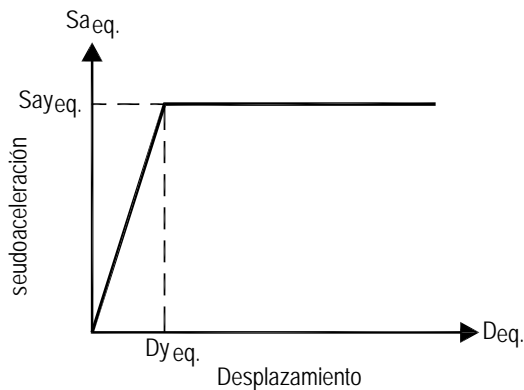


Figura 11. Curva de capacidad del sistema de referencia

A continuación se calcula la demanda de desplazamiento para el sistema de referencia, para esto primero se calcula el factor de reducción R_μ , mediante la ec. (19):

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay_{eq}}} \quad (19)$$

Donde S_{ae} se calcula gráficamente como la intersección de la línea de prolongación de la rama inicial de la curva de capacidad del sistema de referencia, con el espectro de pseudo aceleración elástico, como se muestra en la fig. 12. El valor de $S_{ay_{eq}}$ ya se conoce de la curva de capacidad del sistema de referencia. El desplazamiento del sistema de referencia se obtiene mediante las ecs. (20) ó (21) donde se presentan dos casos, cuando el periodo del sistema de referencia T_{eq} , sea menor ó mayor al periodo característico del terreno T_c . Según aplique.

$$S_{d_{eq}} = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} \right] \quad \text{Para } T_{eq} < T_c \quad (20)$$

$$S_{d_{eq}} = S_{de} \quad \text{Para } T_{eq} \geq T_c \quad (21)$$

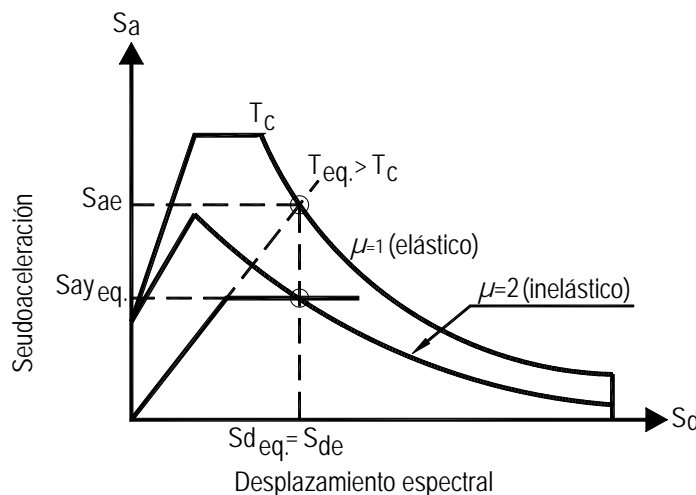


Figura 12. Determinación de la demanda de desplazamiento para el sistema de referencia

Paso 7. A continuación se calcula la demanda de desplazamiento en el punto de referencia D_a , de la estructura de múltiples grados de libertad, a partir de la demanda de desplazamiento $S_{d_{eq}}$ del sistema de referencia obtenido en el paso anterior mediante la siguiente ecuación:

$$D_a = \Gamma S_{d_{eq}} \quad (22)$$

Paso 8. Seguido, se realiza un análisis de empujón lateral incremental sobre la estructura de múltiples grados de libertad, incrementando las fuerzas laterales hasta que el valor del desplazamiento del punto de referencia, D_a sea igual al obtenido en el paso anterior. Una vez terminado el análisis de empujón lateral se pueden calcular las demandas de deformación locales en la estructura por ejemplo, distorsiones de entrepiso, rotaciones etc., como se muestra en la fig. 13.

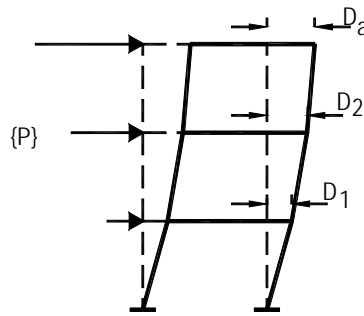


Figura 13. Determinación de las demandas locales de deformación en la estructura

Paso 9. Finalmente, las demandas de deformación locales obtenidas en el paso anterior se pueden comparar con las deformaciones permisibles establecidas en los reglamentos.

Los métodos de evaluación sísmica de estructuras propuestos hasta ahora, cuyos análisis inelásticos simplificados se basan en sistemas inelásticos de referencia tienen varias limitaciones, entre las que se pueden mencionar:

Como se observó en el procedimiento general descrito, el vector que define la distribución de desplazamientos laterales en la estructura Φ , se puede elegir como el correspondiente a la forma modal de algún modo de vibrar de la estructura (el que predominará en la respuesta de la estructura). De esta forma, el vector de fuerzas que se usa para el análisis del empujón se define usando como base solo éste modo de vibrar. Además, tanto la masa como la curva de capacidad del sistema de referencia se definen también con referencia solo a éste modo. Por lo tanto en los métodos que usan la contribución de un solo modo, las demandas de resistencia y desplazamientos obtenidas serán aproximadas solamente para estructuras que respondan fundamentalmente en el modo considerado.

Ejemplos de métodos de evaluación que consideran solo el modo fundamental de vibrar en el análisis y la definición de la curva de capacidad son el método del espectro de capacidad propuesto por Freeman (1978), el método N2 propuesto por Fajfar y Fischinger (1987 y 1989) y el propuesto en el reporte ATC-40 (ATC, 1996).

Una mejora a esta aproximación incluye la contribución de modos superiores a la configuración de fuerzas laterales usadas en el análisis de empuje lateral. Algunas formulaciones relevantes a esta aproximación multimodal son debidas a De Rue (1998), Requena y Ayala, (2000) y Gupta y Kunnath (2000).

Un método aproximado que construye el desempeño de una estructura a partir de la combinación de respuestas modales es el análisis del empuje lateral modal (MPA). El método de análisis del empuje lateral modal fue propuesto originalmente por Paret *et al.* (1996) y una variante de ésta propuesta fue hecha por Chopra y Goel (2002). Este método se fundamenta en un análisis del empuje lateral modal por separado para cada uno de los modos, para esto, se identifican los modos que más contribuyen a la respuesta total de la estructura en el estado elástico inicial y se usan por separado para determinar las distribuciones de fuerzas para usarse en los análisis de empuje lateral, es decir el número de análisis es igual al número de modos más importantes en el estado elástico. Cuando todos los análisis son realizados, los resultados se combinan usando una regla de combinación modal. Este método tiene el inconveniente de que al realizar los análisis por separado para cada modo y al final combinar los

resultados ignora que el principio de superposición no es válido en sistemas no lineales; esto es, no toma en cuenta el hecho de que un elemento estructural puede fluir bajo la acción combinada de las fuerzas correspondientes a dos modos ó de manera más general, no toma en cuenta la contribución de los modos considerados en la formación de las articulaciones plásticas lo que conduciría a una sobreestimación de la rigidez lateral de la estructura y por lo tanto en la estimación de los desplazamientos.

Más reciente Aydinoğlu (2003), propuso el método de Análisis de Espectro de Respuesta Incremental (IRSA), el cual elimina las deficiencias del método de análisis del empuje lateral modal. Este método originalmente se desarrolló como un método de análisis dinámico modal paso a paso aproximado para estructuras con comportamiento no lineal y después fue simplificado para aplicaciones prácticas mediante el uso de un espectro de respuesta suavizado. El método toma en cuenta la influencia de todos los modos y el cambio en las propiedades dinámicas de la estructura cada vez que aparece una articulación plástica, para construir curvas de respuesta modales para cada modo importante a través de análisis modales espectrales evolutivos. En éste método una vez que las curvas de respuesta modales se definen, el desempeño del modo dominante se obtiene usando la regla de iguales desplazamientos considerando, de proceder, la corrección para periodos cortos. Finalmente, para obtener el desempeño global de la estructura se usa una regla de combinación modal que involucre las contribuciones de los modos importantes.

Este método difiere de los métodos fundamentados en los procedimientos de análisis del tipo estático no lineal en que no utiliza fuerzas estáticas equivalentes para construir las curvas modales de respuesta, en lugar de éstas, el método usa desplazamientos derivados de análisis modales evolutivos para obtener los diferentes segmentos de las curvas de respuesta modales correspondientes a las diferentes etapas de desempeño.

Cabe observar además, que éste método al realizar análisis modales considera la naturaleza cíclica reversible de las fuerzas que una acción sísmica le impone a una estructura, lo que elimina otra de las deficiencias del análisis pushover, el cual considera las fuerzas laterales actuando solo en un sentido y no toma en cuenta el hecho de que la configuración de articulaciones plásticas que se formen debido a estas fuerzas debería de formarse simétricamente en el lado opuesto de la estructura al actuar las fuerzas laterales en sentido contrario. El no considerar este hecho, conduce también a una considerable sobreestimación en la rigidez lateral de la estructura.

Una limitación que presentan todos los métodos mencionados, consiste en que obtienen la demanda de desplazamientos para periodos largos utilizando la regla de igual desplazamientos, la cuál como se ha mencionado, existen algunas condiciones en las que su aplicación no es válida.

Recientemente Ayala *et al.* (2006) propusieron un método aplicable tanto para evaluación como para diseño sísmico de puentes de concreto reforzado. Este método basado en los procedimientos de evaluación sísmica de marcos planos de concreto reforzado propuestos por Requena y Ayala (2000) y Alba *et al.* (2005) y es similar al método IRSA, sin embargo difieren en la manera en que se considera la contribución de los modos superiores de vibrar y en que éste método obtiene el máximo desplazamiento del sistema de referencia modificando su máximo desplazamiento elástico. Los resultados obtenidos son suficientemente aproximados, aunque como se describe más adelante, éste y otros métodos pueden no funcionar en casos especiales.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE SISTEMAS ELÁSTICOS EQUIVALENTES.

Los sistemas elásticos equivalentes se pueden clasificar en sistemas elásticos equivalentes de un grado de libertad y sistemas elásticos equivalentes de múltiples grados de libertad. Los primeros se basan en la aproximación de la estructura sustituta de un grado de libertad propuesta por Gulkan y Sozen (1974) y los segundos en la aproximación de la estructura sustituta para sistemas de múltiples grados de libertad propuesta por Shibata y Sozen (1976). El concepto de la estructura sustituta de un grado de libertad fue introducido formalmente por Gulkan y Sozen para sistemas de un grado de libertad. La estructura sustituta tiene la misma configuración geométrica que la estructura original con propiedades de rigidez elásticas y amortiguamiento equivalentes en los elementos estructurales en donde existe daño.

La rigidez elástica equivalente se define como una rigidez secante en máxima respuesta es decir, desplazamiento máximo ($x_{\text{máximo}}$) y fuerza máxima ($f_{\text{máxima}}$), como se muestra en la fig. 14; y el amortiguamiento equivalente ξ_{eq} se define como la suma de la fracción de amortiguamiento viscoso ξ_0 , que representa la disipación de energía de la estructura en su estado elástico, el cual, para estructuras de concreto normalmente se aproxima como el 5% y un amortiguamiento histerético ξ_{hist} , el cual representa la fracción de energía disipada debido al comportamiento histerético en los elementos. En la fig. 14, K_0 es la rigidez elástica inicial, αK_0 es la rigidez de postfluencia, α es la relación de rigidez de postfluencia a rigidez inicial y K_{eff} es la rigidez secante en máxima respuesta.

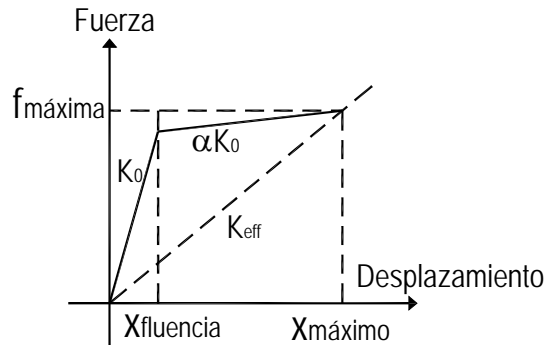


Figura 14. Idealización de la rigidez equivalente como secante en máxima respuesta

Gulkan y Sozen (1974) compararon las respuestas, experimental y analítica obtenidas de un oscilador real con comportamiento inelástico con las de un oscilador modelado conforme al planteamiento anterior y obtuvieron una buena aproximación de la respuesta del oscilador real. Posteriormente, Shibata y Sozen (1976), extendieron esta formulación a sistemas de múltiples grados de libertad proponiendo una aproximación para definir la fracción de amortiguamiento modal de la estructura sustituta como un promedio pesado del amortiguamiento histerético de los elementos estructurales. En este método una vez que se determinan la rigidez secante equivalente de los elementos que sufren daño y las fracciones de amortiguamiento modales equivalentes, se pueden conocer las propiedades dinámicas lineales de la estructura sustituta equivalentes a las propiedades existentes en un cierto estado de daño de la estructura original, se puede realizar entonces un análisis modal espectral para evaluar su desempeño sísmico ante la demanda de diseño.

Amortiguamiento equivalente

La idea de introducir amortiguamiento viscoso para representar las características de disipación de energía la presentó originalmente Jacobsen (1960). él obtuvo el valor de la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente igualando la energía disipada por un oscilador con amortiguamiento viscoso como se ilustra en la fig. 16a, con la energía disipada por un oscilador de un grado de libertad con comportamiento histerético, como el que se ilustra en la fig. 15b obteniendo la siguiente expresión:

$$\xi_{hist} = \frac{1}{4\pi} * \frac{\Omega}{\omega} * \frac{E_{disipada}}{E_{almacenada}} \quad (23)$$

donde Ω es la frecuencia de la excitación, ω es la frecuencia natural del oscilador con amortiguamiento viscoso, $E_{disipada}$ es la energía disipada por el oscilador con comportamiento histerético y $E_{almacenada}$ es la energía de deformación almacenada por el oscilador con amortiguamiento viscoso (área del triángulo en la fig. 15a). Esta aproximación supone que ambos osciladores están sujetos a una excitación armónica y presentan las mismas fuerzas y desplazamientos máximos $f_{m\acute{a}x}$ y $x_{m\acute{a}x}$ respectivamente. Adicionalmente, supone que la frecuencia de la excitación es igual a la frecuencia natural de los osciladores, es decir, se presentan condiciones de resonancia. Sustituyendo el valor de la energía de deformación que para ambos osciladores es igual, se obtiene la ec. (24) para el cálculo de la fracción de amortiguamiento histerético en función de la energía disipada.

$$\xi_{hist} = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_{disipada}}{E_{almacenada}} = \frac{1}{2\pi} * \frac{E_{disipada}}{f_{m\acute{a}x} \cdot x_{m\acute{a}x}} \quad (24)$$

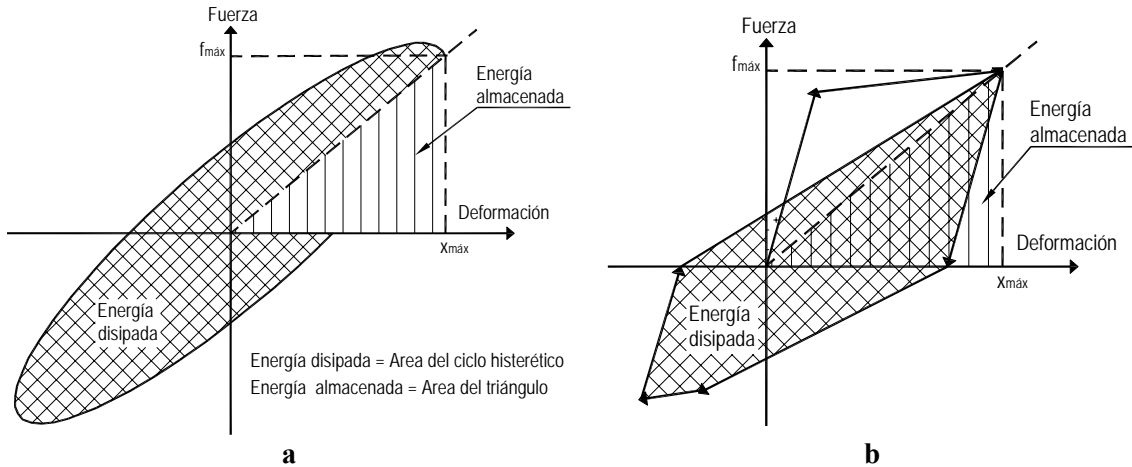


Figura 15. Relaciones fuerza-deformación para dos osciladores a) viscoso y b) histerético.

Considerando que las hipótesis hechas por Jacobsen para obtener la fracción de amortiguamiento para representar la disipación de energía por comportamiento histerético no son válidas para la respuesta de un oscilador ante una acción sísmica, en años recientes se han propuesto numerosas expresiones para el cálculo de las propiedades de rigidez elástica y amortiguamiento viscoso equivalentes.

La gran mayoría de estas expresiones se han obtenido a partir de la respuesta de osciladores de un grado de libertad ante registros sísmicos. Dichas expresiones se dan en función de la ductilidad de desplazamiento μ , la cual representa un parámetro directo para medir el nivel de comportamiento inelástico que sufre el oscilador teniendo en cuenta que el desplazamiento de fluencia de un elemento estructural es independiente de su resistencia.

Además, algunas expresiones en lugar de proporcionar la rigidez equivalente o efectiva, proporcionan el periodo efectivo el cual, se obtiene directamente una vez conocida la rigidez secante efectiva en máxima respuesta mediante la ec. (25):

$$T_{eff} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{m}{k_{eff}}}} \quad (25)$$

donde: k_{eff} es la rigidez secante en máxima respuesta y m es la masa del oscilador de un grado de libertad. A continuación se describen los trabajos que se consideraron de mayor relevancia

Rosenblueth y Herrera (1964) aplicaron la idea de Jacobsen a la ingeniería sísmica para sustituir de manera aproximada un sistema histerético elastoplástico de un grado de libertad sujeto a una acción sísmica por otro con propiedades viscoelásticas equivalentes, y obtuvieron la ec. (26), para el cálculo del amortiguamiento equivalente ζ_{eq} en función de la ductilidad μ y de la relación de rigidez de posfluencia, r :

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-r)(\mu-1)}{(\mu - \mu r + r\mu^2)} \right] \quad (26)$$

Priestley (2003), usando una rigidez efectiva derivada directamente de la rigidez secante en máximo desplazamiento, propuso diferentes expresiones para calcular el amortiguamiento equivalente para distintos tipos de elementos estructurales y materiales, las cuales tienen la forma general dada en la ec. (27).

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + a \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \quad (27)$$

donde a y b son parámetros definidos por el modelo de comportamiento del elemento estructural.

Dwairi (2004), presentó algunas ecuaciones empíricas para calcular el amortiguamiento equivalente, las cuales contemplan el tipo de modelo de comportamiento histerético supuesto y las características de los sismos que define el riesgo sísmico de un sitio en particular. Las ecuaciones propuestas tienen la forma general dada en la ec. (28):

$$\begin{aligned} \zeta_{eq} &= \zeta_0 + C \left(\frac{\mu-1}{\pi\mu} \right) \\ C &= a + b(1 - T_{eff}) & T_{eff} < 1s \\ C &= b & T_{eff} \geq 1s \end{aligned} \quad (28)$$

donde a y b son parámetros en función del tipo de material y de elemento estructural, los cuales se reportan en Dwairi (2004).

Guyader e Iwan (2006) derivaron las expresiones dadas en las ecs. (29) a (34) para el cálculo del amortiguamiento y periodo equivalentes, minimizando el error entre las respuestas “exacta” de un oscilador inelástico y la aproximada de su contraparte elástica equivalente, considerando cuatro modelos de comportamiento histerético y un grupo de 80 registros en diferentes tipos de suelo. De manera similar estas expresiones están en función de la ductilidad de desplazamiento μ :

Para $\mu < 4.0$

$$\xi_{eff} = \xi_0 + A(\mu-1)^2 + B(\mu-1)^3 \quad (29)$$

$$\frac{T_{eff}}{T_0} - 1 = G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 \quad (30)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\xi_{eff} = \xi_0 + C + D(\mu-1) \quad (31)$$

$$\frac{T_{eff}}{T_0} - 1 = I + J(\mu-1) \quad (32)$$

Para $\mu > 6.5$

$$\xi_{eff} = \xi_0 + E \frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \quad (33)$$

$$\frac{T_{eff}}{T_0} - 1 = K \left(\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L[(\mu-1)-1]}} - 1 \right) \quad (34)$$

Los coeficientes A, B, C, D, E, F, H, J y K señalados en las ecuaciones anteriores se muestran en la tabla 1. para los cuatro modelos histeréticos considerados: Bilineal (BLH), con degradación de rigidez (STDG), pinching 1 (PIN 1) y pinching 2 (PIN 2) . En todos los modelos histeréticos se considero un valor de la relación de rigidez de postfluencia a la elástica inicial del 5%

Tabla 1. Coeficientes para el cálculo de las propiedades elásticas equivalentes

Modelo histerético	BLH	STDG	PIN1	PIN2
A	4.150	5.642	3.389	4.993
B	-0.826	-1.296	-0.708	-1.123
C	10.124	10.182	5.671	9.370
D	1.643	1.866	1.902	1.752
E	22.35	19.51	13.58	18.16
F	0.40	0.38	0.38	0.40

G	0.115	0.181	0.203	0.182
H	-0.018	-0.037	-0.042	-0.037
I	0.178	0.147	0.137	0.170
J	0.124	0.164	0.190	0.160
K	0.77	0.92	1.05	0.94

La gran mayoría de los métodos existentes basados en sistemas elásticos equivalentes, son para su aplicación al diseño sísmico de marcos planos de concreto reforzado. Esto se debe a que resulta relativamente fácil implementar los conceptos en los que se basa la estructura sustituta de un grado de libertad a un procedimiento de diseño sísmico suponiendo que la estructura a diseñar responderá primordialmente en su modo fundamental y por lo tanto, puede idealizarse convenientemente como un oscilador de un grado de libertad. Para diseño sísmico de puentes de concreto reforzado, Calvi y Kingsley (1995) y Kowalsky (2002) proponen métodos que se fundamentan también en la estructura sustituta de un grado de libertad y suponen de igual manera, que la respuesta de la estructura será dominada por un solo modo. Debido a estas suposiciones, no se obtienen buenos resultados cuando en las estructuras consideradas, uno o más modos superiores tienen una contribución importante a la respuesta total de la estructura como es el caso más común en puentes de concreto reforzado.

Por otra parte, debido a las condiciones a las que esta sujeta la validez de aplicación de la aproximación de la estructura sustituta de múltiples grados de libertad, no se han desarrollado métodos basados en sistemas elásticos equivalentes para su aplicación en la evaluación sísmica de marcos planos de concreto reforzado. A continuación se enlistan dichas condiciones.

- El sistema debe ser analizado en un solo plano vertical.
- No debe haber cambios abruptos en geometría y masa en la altura de la estructura.
- Los elementos vigas, columnas y muros pueden ser diseñados para diferentes límites de respuesta inelástica pero, todas las vigas en la misma crujía y todas las columnas en el mismo eje, deben de tener el mismo límite.
- Los elementos estructurales y sus uniones, deberán ser diseñados y detallados de manera que se evite la pérdida de resistencia como resultado de la respuesta inelástica
- Todos los elementos serán diseñados para fallar en flexión y evitar fallas por cortante.
- Los elementos no estructurales no interfieren en la respuesta.

Como se puede observar, la tercera condición limita la aplicación de dicha aproximación a marcos de concreto reforzado, ya que no es de esperarse que ante acciones sísmicas, las vigas y columnas presenten el comportamiento descrito. Sin embargo, para puentes de concreto cuyos apoyos longitudinales consisten en pilas individuales como los considerados en este trabajo, esta limitación no inválida su aplicación, ya que en cada eje existe solo una pila y la superestructura del puente se supone permanece en su rango de comportamiento elástico durante la respuesta del puente a la acción sísmica. A pesar de este hecho no se habían propuesto métodos para la evaluación sísmica de puentes de concreto basados en esta aproximación.

Recientemente Ayala *et al.* (2006) propusieron un método aplicable tanto para evaluación como para diseño sísmico de puentes de concreto reforzado, fundamentado en la aproximación de la estructura sustituta de múltiples grados de libertad, con los cuales se obtienen resultados aceptables.

Los métodos para evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en sistemas elásticos equivalentes son de carácter iterativo, ya que en el caso de evaluación normalmente se requieren de algunas iteraciones para lograr una compatibilidad entre la demanda sísmica impuesta a la estructura y los desplazamiento resultantes. De manera similar, en el caso de diseño sísmico se requieren algunas iteraciones para lograr una compatibilidad entre los desplazamientos de diseño y la resistencia lateral requerida por la estructura.

4 MÉTODO PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

4.1 HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES

El método simplificado de evaluación sísmica de puentes de concreto reforzado presentado en este trabajo se basa en la aproximación de la estructura sustituta de múltiples grados de libertad propuesto por Shibata y Sozen (1976), el cual se considera apropiado para su aplicación en la evaluación sísmica de puentes de concreto debido a que su planteamiento permite obtener, las demandas de ductilidad esperadas en las pilas y de manera aproximada la energía disipada por medio de un amortiguamiento hysterético. Considerando que la energía disipada por cada una de las pilas será diferente, el método calcula un amortiguamiento modal hysterético promedio el cual se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$\zeta_{hist}^j = \frac{\sum_i^n W_i^j * \zeta_{hist,i}}{\sum_i^n W_i^j} \quad (35)$$

(la sumatoria de los productos de la energía de deformación a flexión almacenada por un elemento i asociada a un modo j “ W_i^j ” por el amortiguamiento hysterético del elemento i “ $\zeta_{hist,i}$ ” entre la energía de deformación a flexión almacenada de toda la estructura asociada a el modo j). Esta hipótesis equivale a suponer que la ductilidad de desplazamiento modal y como consecuencia el amortiguamiento hysterético para cada una de las pilas serán iguales. Cabe señalar que esta hipótesis puede ser razonable bajo ciertas condiciones para puentes con características similares a los estudiados en este trabajo, ya que como se observará posteriormente en un ejemplo de análisis de la respuesta de uno de los puentes estudiados, la disipación de energía de los distintos modos puede ser semejante. La importancia de estimar valores adecuados de los amortiguamientos modales efectivos en un puente radica en que, en este tipo de estructuras las participaciones de los distintos modos en la respuesta global son comparables. Además, puesto que el modelo simplificado es un modelo lineal equivalente se justifica su ejecución por medio de análisis modales espectrales, lo cual hace al método de fácil comprensión y manejo para ingenieros de la práctica del diseño estructural.

El método de evaluación propuesto en éste trabajo, pretende mejorar el propuesto por Ayala *et al.* (2006) en cuanto a la determinación de las propiedades viscoelásticas equivalentes de los elementos que sufren daño.

4.2 DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

En el método de evaluación propuesto por Ayala *et al.* (2006) los valores de las propiedades equivalentes de rigidez y amortiguamiento se obtienen de resultados analíticos verificados mediante pruebas de laboratorio sometiendo pilas de diferentes secciones, longitudes y refuerzos a una carga cíclica creciente. Cabe señalar sin embargo, que este tipo de carga no es representativa de las que un movimiento sísmico le induce a una estructura por lo que estos valores se afectan con factores correctivos que asimilan la diferencia entre una carga cíclica creciente y una transitoria.

En este trabajo se mejora la propuesta hecha por Ayala *et al* (2006) para el cálculo de las propiedades viscoelástico equivalentes de las pilas en tanto que los valores de estas propiedades se obtienen de acuerdo a las características de las demandas de fuerzas y deformaciones impuestas a las estructuras en estudio a través de un ensamble de acciones sísmicas con características definidas de acuerdo a las expresiones propuestas por Guyader e Iwan (2006), incluyendo de manera más realista las demandas impuestas a la estructura. Para la aplicación de las expresiones propuestas por Guyader e Iwan se eligió el modelo histérico con degradación de rigidez (STDG) el cual fue propuesto por Riddell y Newmark (1979), ya que entre los modelos histéricos disponibles éste fue el de mayor similitud al usado en éste trabajo. Una de las principales diferencias entre estos dos modelos es que en el propuesto por Riddell y Newmark (1979), la rigidez de las ramas de descarga siempre es igual a la rigidez inicial del oscilador y en el modelo histérico propuesto en este trabajo, esta rigidez es igual a la rigidez inicial modificada por un factor que cambiará en cada ciclo histérico.

Por otra parte, si se considera que las pilas de los puentes estudiados son huecas y relativamente cortas, estas se pueden idealizar con razonable aproximación como osciladores de un grado de libertad con la masa concentrada en su extremo superior y por lo tanto se pueden aplicar las expresiones existentes en la literatura para el cálculo de sus propiedades equivalentes. Sin embargo para aplicar estas expresiones en el método de evaluación propuesto, es necesario modificarlas con base en las siguientes dos consideraciones:

- Si se considera que todas las expresiones existentes en la literatura para obtener el valor del amortiguamiento histérico equivalente ζ_{hist} , fueron derivadas en función de la ductilidad obtenida para el desplazamiento máximo que un oscilador de un grado de libertad presenta cuando se somete a una excitación sísmica, y considerando que este desplazamiento máximo se presenta solo en una o en un número reducido de ocasiones y que por lo tanto el oscilador fluye solo en pocas ocasiones durante la respuesta, es claro que estas ecuaciones sobreestiman el valor de dicho amortiguamiento.

Esta consideración se ilustra en la fig. 16. en la cual, las líneas horizontales gruesas representan los valores del desplazamiento de fluencia de la pila “ Δ_y ”.

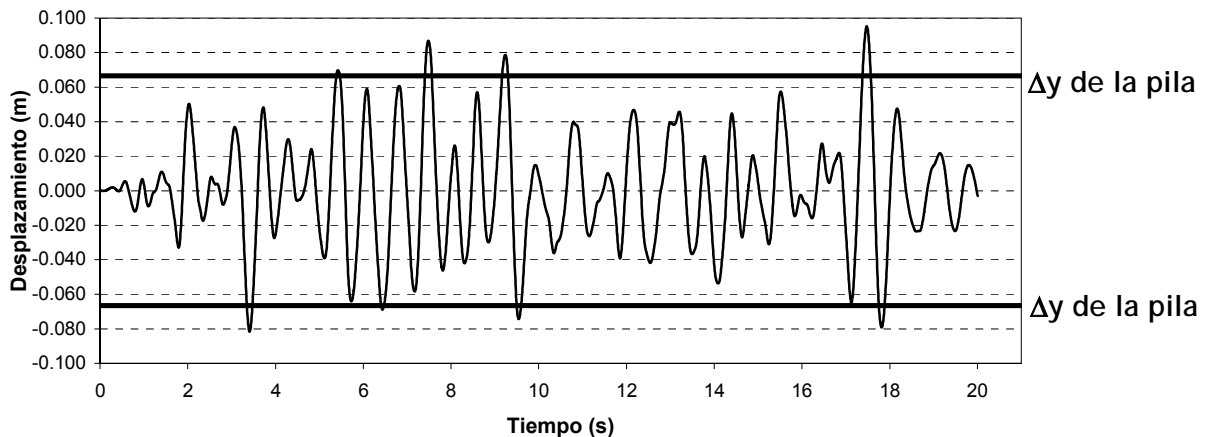


Figura 16. Historia de desplazamientos del nodo superior de una pila

- Puesto que los movimientos oscilatorios de las pilas están acoplados a través de su interacción con la superestructura del puente, las expresiones propuestas no pueden aplicarse directamente para calcular las propiedades elásticas equivalentes de las pilas.

Para resolver estos problemas, en este trabajo se obtiene de manera heurística un factor de corrección para el desplazamiento máximo en función de la ductilidad de desplazamiento μ , con la finalidad de obtener por un lado, un valor promedio más realista de la energía disipada por el oscilador en el tiempo total de la respuesta y por otro lado, considerar el acoplamiento en el movimiento oscilatorio de las pilas. A éste factor se le llama factor de modificación “ λ ”. A continuación se describen las consideraciones hechas para la implementación del procedimiento

El procedimiento consiste en igualar los desplazamientos inelásticos máximos en los extremos superiores de las pilas de los puentes, obtenidos de un análisis no lineal paso a paso, con los desplazamientos elásticos máximos de las pilas de su estructura sustituta correspondiente, cuyas propiedades de rigidez y amortiguamiento equivalentes se obtienen a partir de la ductilidad de desplazamiento alcanzada por las pilas de la estructura original. En la fig. 31 se muestran las acciones sísmicas usadas en los análisis, las cuales consisten en 5 señales sintéticas compatibles con el espectro elástico de diseño tipo 1 del Eurocódigo 8 (CEN, 2003a y 2003b), que fue la demanda sísmica con la que se diseñaron los puentes

Se describirá el procedimiento haciendo referencia a la fig. 17.

1. De un análisis no lineal paso a paso se obtienen los desplazamientos inelásticos máximos (valores absolutos) en los extremos superiores de las tres pilas de un puente. $\Delta_{1 \text{ inelast}}$, para la pila 1, $\Delta_{2 \text{ inelast}}$, para la pila 2 y $\Delta_{3 \text{ inelast}}$, para la pila 3.
2. A partir de estos desplazamientos y los desplazamientos de fluencia de las pilas (Δ_{1y} para la pila 1, Δ_{2y} para la pila 2 y Δ_{3y} para la pila 3) ya conocidos, se calculan las ductilidades que alcanzarán cada una de las pilas.
3. Para cada pila, con base en su ductilidad alcanzada, se supone un valor de λ . Por ejemplo, a mayor ductilidad se espera que la pila fluya un mayor número de ocasiones durante la respuesta por lo que se le asignará un valor de λ cercano a la unidad. Así para el primer tanteo los valores de λ serán: (λ_{11} para la pila 1, λ_{21} para la pila 2 y λ_{31} para la pila 3). Estos valores se multiplican por el valor de sus ductilidades obtenidos en el paso anterior. De esta manera se obtiene una ductilidad modificada (μ_{11} para la pila 1, μ_{21} para la pila 2 y μ_{31} para la pila 3).
4. A partir de estas ductilidades modificadas se calcula para cada pila, sus propiedades de rigidez (K_{e11}/K_{1y} para la pila 1, K_{e21}/K_{2y} para la pila 2 y K_{e31}/K_{3y} para la pila 3) y amortiguamiento (ζ_{11} para la pila 1, ζ_{21} para la pila 2 y ζ_{31} para la pila 3) elásticas equivalentes mediante las expresiones propuestas por Gudayer e Iwan (2006) las cuales se representan gráficamente en la fig. 17.
5. Se sustituyen las propiedades equivalentes de rigidez en las pilas y se realiza un análisis modal de la estructura. A continuación se calculan los amortiguamientos modales de la estructura “ ζ_{eq}^j ” por medio de la ec. (36) propuesta por Shibata y Sozen (1976). En esta ecuación, “ ζ_0^j ” es la fracción de amortiguamiento viscoso inicial para el modo j de la estructura y el segundo término del lado derecho de la ecuación es la ec. (35) para la cual ya se explicaron los términos

$$\zeta_{eq}^j = \zeta_0^j + \frac{\sum_i^n W_i^j * \zeta_{hist,i}}{\sum_i^n W_i^j} \quad (36)$$

6. Con las propiedades elásticas equivalentes de rigidez en los elementos y amortiguamiento modal obtenidas en los dos pasos anteriores, se conoce una estimación de las propiedades de la estructura sustituta, se procede entonces a realizar un análisis elástico dinámico de la estructura ante la demanda sísmica considerada para obtener los desplazamientos elásticos máximos en los extremos superiores de las pilas.
7. Estos desplazamientos se comparan con los desplazamientos inelásticos máximos de las pilas, si la diferencia entre ellos esta dentro de un rango de $\pm 10\%$, el proceso termina, de lo contrario se proponen nuevos valores de λ para cada pila y se repite el procedimiento a partir del paso 3

Este procedimiento se aplicó a cada uno de los puentes sometidos a la acción señales sintéticas escaladas a las intensidades mencionadas. Con base en las ductilidades alcanzadas en las pilas de los puentes para cada nivel o etapa de intensidad de las señales sintéticas y los valores de λ obtenidos, de los correspondientes análisis elásticos equivalentes se seleccionaron valores de λ , con los que se obtenían mejores resultados en los análisis elásticos. A manera de verificar estos valores de λ normalizados, se realizaron análisis dinámicos de las estructuras sustitutas de los puentes para cada una de las señales sintéticas escaladas a las intensidades sísmicas normalizadas. Comparando los desplazamientos máximos obtenidos con los correspondientes de análisis no lineales, se obtuvieron diferencias dentro de un rango de $\pm 12\%$. En la tabla 2 se muestran los valores de λ obtenidos. Cabe aclarar que estos valores de λ , son estrictamente aplicables para modificar la respuesta de desplazamiento de puentes con características similares a los estudiados y sometidos a la demanda sísmica considerada.

Tabla 2. Factor de modificación λ

Para $\mu \leq 2.25$: $\lambda = 0.7$
Para $2.25 < \mu \leq 4.0$: $\lambda = 0.8$
Para $\mu > 4.0$: $\lambda = 0.9$

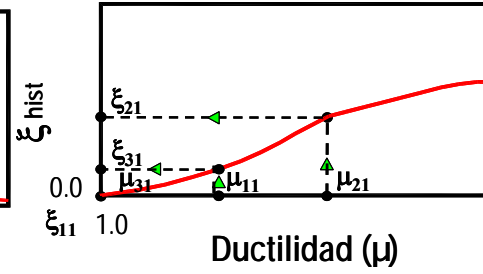
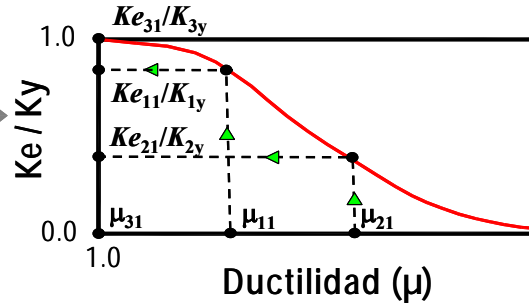
Análisis inelástico paso a paso

$$\Delta_{1inelast} \rightarrow \mu_{11} = \lambda_{11} \Delta_{1inelast} / \Delta_{1y}$$

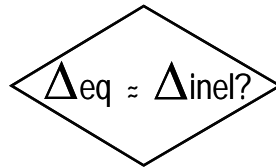
$$\Delta_{2inelast} \rightarrow \mu_{21} = \lambda_{21} \Delta_{2inelast} / \Delta_{2y}$$

$$\Delta_{3inelast} \rightarrow \mu_{31} = \lambda_{31} \Delta_{3inelast} / \Delta_{3y}$$

Se calculan las propiedades viscoelásticas equivalentes



NO



SI

Termina el proceso

Se calculan los fracciones de amortiguamiento modales del puente

$$\zeta_{eq}^j = \zeta_{0+}^j + \frac{\sum_i^n W_i^j * \zeta_{hist,i}}{\sum_i^n W_i^j}$$

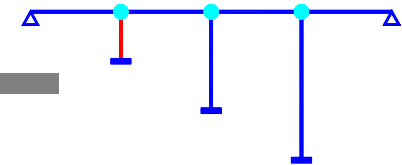
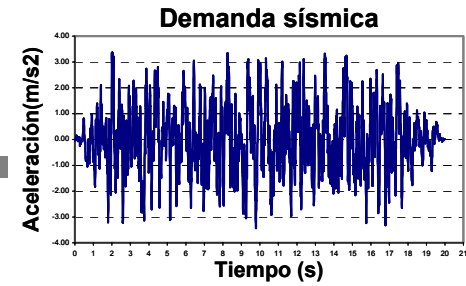
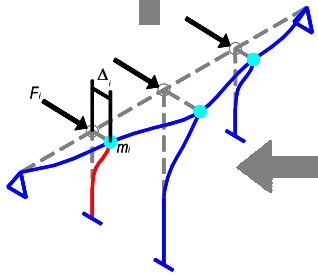


Figura 17. Diagrama de flujo del procedimiento de cálculo del factor “λ”

4.3 ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE REGULARIDAD EN LA RESPUESTA DINÁMICA

Ayala *et al.* (2006) señalan que el método propuesto y en general, todos los métodos de evaluación sísmica simplificados, tanto como los basados en sistemas inelásticos de referencia como los basados en sistemas elásticos equivalentes pueden conducir a resultados erróneos cuando las estructuras a evaluar conducen a un escenario de análisis que los vuelve irregulares. Dentro de éste contexto, ellos definen que una estructura se considera irregular cuando durante su respuesta ante una acción sísmica dada, la forma modal que más contribuye en la respuesta global se asocia a distinto periodo de vibrar en las diferentes etapas del desempeño. De la definición anterior se hace evidente el porque los métodos simplificados pueden conducir a resultados erróneos, ya que la mayor parte de ellos suponen que las formas modales y sus periodos asociados sobre los cuales definen las propiedades dinámicas de sus sistemas equivalentes, se mantienen sin cambio durante la respuesta de la estructura.

La razón por la que los modos de vibrar iniciales cambian el orden de su participación se debe a un cambio en las propiedades dinámicas de la estructura por efectos inelásticos, hecho que puede ocurrir debido a un cambio considerable en las propiedades mecánicas de sus elementos estructurales.

En éste trabajo, se analizan las respuestas de las estructuras en estudio obtenidas de un análisis inelástico paso a paso ante una acción sísmica determinada, con una técnica de análisis fundamentada en la expansión de Karhunen-Loève con la finalidad de determinar si durante la respuesta se presenta dicha condición de irregularidad.

Expansion de Karhunen-Loève

La expansión de Karhunen-Loève (K-L), o análisis de componentes principales es una técnica estadística cuya finalidad es optimizar la representación de la información contenida en un conjunto de datos y presentarla en un subconjunto de menor dimensión pero sin perder una parte significativa de la información originalmente contenida. Esta técnica consiste fundamentalmente en definir el número de dimensiones o direcciones que están presentes en un conjunto de datos obtenido de un análisis numérico o de un experimento físico, descomponiendo una matriz de covarianzas obtenida a partir de dicho conjunto. Esta descomposición se logra obteniendo los vectores característicos de la matriz de covarianzas, los cuales forman una base ortogonal y definen los ejes cuyas direcciones son las de máxima variabilidad de los datos. De esta manera, una representación óptima de la información del conjunto original se logra proyectando los datos sobre los ejes que concentren las mayores variabilidades, necesarios para obtener una buena representación de la información de dicho conjunto.

Para analizar y sintetizar la respuesta dinámica de las estructuras en estudio mediante la expansión Karhunen-Loève, se utiliza un procedimiento propuesto por Gutiérrez y Zaldívar (2000), donde se emplean las respuestas en el tiempo de un mismo tipo (desplazamientos, fuerzas o aceleraciones relativas) de los grados de libertad, considerados necesarios para representar de forma significativa la respuesta del sistema estructural. Estas respuestas se ensamblan en una matriz "X", en la cual cada una de sus columnas contiene la respuesta x de un grado de libertad k a lo largo de n instantes de tiempo y donde cada fila de la matriz describe la respuesta total de la estructura en un instante de tiempo dado. Planteando éste procedimiento en forma matricial se obtiene la ec. (37)

$$X(t) = \begin{Bmatrix} x_{11} & x_{12} & x_{13} & \dots & x_{1k} \\ x_{21} & x_{22} & x_{23} & \dots & x_{2k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{n1} & x_{n2} & x_{n3} & \dots & x_{nk} \end{Bmatrix} \quad (37)$$

Posteriormente, se elige un intervalo de tiempo sobre el cual se realizará el análisis de la respuesta. Una vez elegido el intervalo de análisis, se obtiene el promedio de las respuestas en el tiempo comprendido en

éste intervalo; para cada grado de libertad. De lo anterior, es claro que a manera de captar el momento del cambio en las propiedades dinámicas de la estructura, es conveniente elegir intervalos de tiempo (ó ventanas) relativamente cortos teniendo en cuenta para esta elección, la magnitud de la variación de la respuesta de tal manera que los promedios obtenidos sean de cantidades similares en magnitud. A partir de éstos promedios, se obtiene su matriz de covarianzas C, definida por la ec. (38)

$$C = Cov(X_n) = \begin{Bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & \dots & c_{1k} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & \dots & c_{2k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{k1} & c_{k2} & c_{k3} & \dots & c_{kk} \end{Bmatrix} \quad (38)$$

Una vez que se calculan las matrices de covarianzas, se obtienen los valores característicos para cada una de las matrices C, los cuales estarán ordenados en forma creciente como se muestra en la ec. (39) y los vectores característicos asociados ($\psi_1, \psi_2, \psi_3, \dots, \psi_k$) a cada uno de los valores característicos.

$$0 \leq \lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \lambda_3 \dots \lambda_k \quad (39)$$

Gutiérrez y Zaldívar (2000) muestran que los valores característicos de las matrices de covarianzas están relacionados con las frecuencias modales de la estructura y los vectores característicos obtenidos de las matrices de covarianzas de desplazamientos pueden considerarse equivalentes, para el caso de sistemas ligeramente amortiguados, a las formas modales que se obtendrían de realizar un análisis modal. Debido a esta relación, en los párrafos siguientes, a las expresiones obtenidas a partir de los valores característicos y sus vectores característicos asociados, de las matrices de covarianzas C, se les denominará en conjunto: *modo K-L*. Las principales diferencias que existen entre los modos K-L y los obtenidos de un análisis modal son que los modos K-L se obtienen a partir de la respuesta de la estructura ante una demanda sísmica dada y presentan una variación en el tiempo dependientes de las características temporales de la excitación y las posibles incursiones en el rango inelástico de comportamiento de la estructura, a diferencia de los obtenidos por medio de un análisis modal, los cuales se consideran invariantes en el tiempo.

Una vez que se obtienen los vectores característicos asociados a las matrices de covarianzas de desplazamientos C; se puede obtener la respuesta instantánea en el tiempo de un determinado modo de la estructura por medio de la ec.(40)

$$x_i(t) = \psi_i^T X(t) \quad (40)$$

Generalmente, el modo K-L de mayor participación en la respuesta está asociado al modo de vibrar con la frecuencia más baja, sin embargo, debido a que el método obtiene la información modal de la respuesta de la estructura ante una acción sísmica; pueden existir casos en que la demanda sísmica excite a un modo superior en particular durante un intervalo de tiempo de la respuesta, en cuyo caso éste será el modo de mayor participación.

De lo que hasta este momento se ha expuesto, los modos K-L se pueden interpretar como los modos desacoplados de un sistema estructural linealmente equivalente en el intervalo de análisis de la respuesta, Debido a esto, se puede definir una rigidez modal instantánea k_i en términos de los valores característicos obtenidos de las matrices de covarianzas de aceleración y desplazamiento. Observando que dichos valores característicos representan dimensionalmente el cuadrado de la desviación estándar (o la varianza) de las unidades de aceleración y desplazamientos, sus unidades son por lo tanto el cuadrado de las unidades de la respuesta calculada. De esta manera, la rigidez local tangente asociada al modo K-L i, se define por la ec. (41)

$$k_i = m_i \sqrt{\frac{\lambda_i^a}{\lambda_i^d}} \quad (41)$$

donde λ_i^a es el valor característico de la matriz de covarianzas de aceleraciones asociado al modo K-L i ; λ_i^d es el valor característico de la matriz de covarianzas de desplazamientos asociado al modo K-L i , y m_i es la masa asociada al modo i . Se puede observar que cuando el sistema estructural presenta un comportamiento elástico y la respuesta no se reduce de manera considerable por el amortiguamiento, k_i debe de permanecer constante en el transcurso del tiempo. De manera similar, la frecuencia instantánea asociada al modo K-L i , ω_i , se define por la siguiente ecuación:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \quad (42)$$

Recurriendo a la definición de la segunda ley de Newton, la fuerza asociada al modo K-L i , se puede expresar como:

$$\sqrt{\lambda_i^f} = \sqrt{\lambda_i^a} m_i \quad (43)$$

Notando que λ_i^a se refiere a una aceleración absoluta y substituyendo las ecs. (41) y (43) en la ec. (42), se obtiene ec. (44) que define la frecuencia instantánea asociada al modo K-L i .

$$\omega_i = \sqrt[4]{\frac{\lambda_i^a}{\lambda_i^d}} \quad (44)$$

Y el periodo modal instantáneo asociado al modo K-L i se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (45)$$

Para detectar mediante esta técnica un posible cambio en el orden de participación inicial de los modos de vibrar de la estructura se calcula la variación en el tiempo de las rigideces y frecuencias modales instantáneas al evaluar las ecs.(41) y (44), respectivamente. Con los datos anteriores se puede determinar la variación de las masas modales y conociendo la variación en el tiempo de las proyecciones modales de desplazamientos, se puede determinar para cada modo, la variación en el tiempo de sus respectivos factores de participación.

Aplicación de la expansión de Karhunen-Loève

A continuación se presenta un ejemplo donde se discuten los resultados obtenidos al aplicar la técnica de análisis K-L a la respuesta ante un sismo real, de uno de los puentes estudiados en éste trabajo.

Con la finalidad de ilustrar la aproximación de esta técnica de análisis para obtener las propiedades modales, se analiza la respuesta elástica, no amortiguada del puente tipo V123P obtenida con el programa DRAIN 2DX por Prakash *et al.* (1993). El puente se sometió al 20% de la intensidad de un acelerograma registrado en la estación Eades durante el sismo Parkfield, California del 28 de septiembre de 2004 con una magnitud de 6.0, cuya aceleración máxima del terreno fue de 0.39g. y su duración total de 40 seg. Este registro se muestra en la fig. 19. Para efectuar el análisis se usaron ventanas continuas de tiempo de 5 seg. En la fig. 18 se muestra la geometría del modelo y en las tablas 3 y 4, algunos datos de utilidad para el análisis de los resultados.

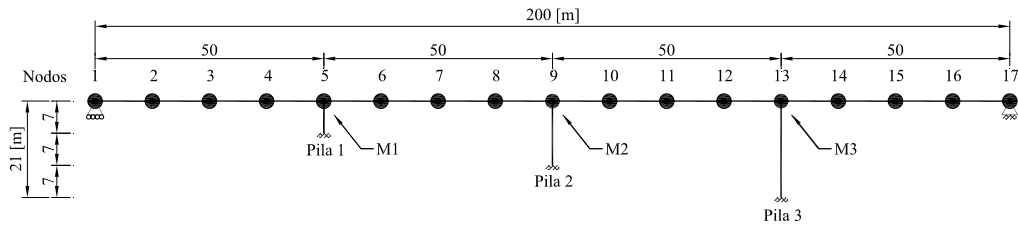


Figura 18. Geometría y distribución de masas para el puente V123P

Tabla 3. Propiedades dinámicas del puente en su estado inicial, obtenidas de un análisis modal

Propiedades dinámicas de la estructura en su estado inicial			
Modo	Periodos (s)	Frecuencias (rad/s)	Γ
Primer	0.7295	8.613	-48.168
Segundo	0.3223	19.49	-13.501
Tercer	0.1857	33.73	27.887

Tabla 4. Formas modales en el estado inicial del puente 123 obtenidas de un análisis modal

Formas modales normalizadas respecto a la masa (DRAIN 2DX)			
	Forma modal 1	Forma modal 2	Forma modal 3
Pila 1	-5.75695E-02	-2.97833E-01	1.00000E+00
Pila 2	-7.16411E-01	-9.69963E-01	-2.18008E-01
Pila 3	-9.52747E-01	7.22235E-01	1.02097E-01

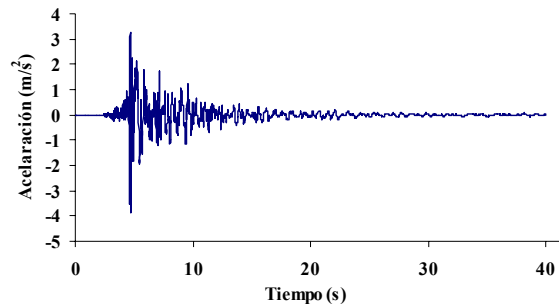


Figura 19. Registro Eades

Resultados del análisis

En la fig.20 se muestran los periodos modales instantáneos calculados con esta técnica, donde se observa que después de un lapso de tiempo caracterizado por ruido numérico, alcanzan un valor constante y similar a los periodos obtenidos de un análisis modal los cuales se muestran en la tabla 3. Sin embargo, en esta figura se observa que dichos periodos aparecen ordenados de acuerdo al orden de su participación en la respuesta de la estructura, ya que como se mencionó, los valores característicos de la matriz de covarianzas están ordenados desde la dirección de mayor variabilidad de datos hacia la dirección de menor variabilidad. Puede observarse que el periodo del modo 1 K-L corresponde al periodo del modo 1 mostrado en la tabla 3, puesto que éste es el modo que más contribuye a la respuesta de la estructura. De manera similar, el periodo del modo 2 K-L corresponde al periodo del modo 3 mostrado en la tabla 3, que de acuerdo al valor de su factor de participación modal mostrado en la tabla 3 es el segundo en orden de participación.

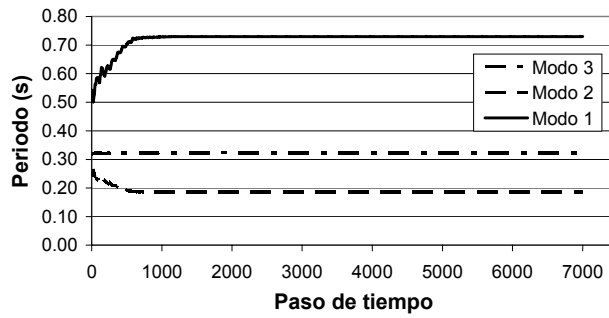


Figura 20. Periodos modales instantáneos obtenidos del análisis K-L

En la fig. 21 se muestran las proyecciones modales (vectores característicos) asociadas a los valores característicos obtenidos de la matriz de covarianzas de la respuesta de desplazamiento.

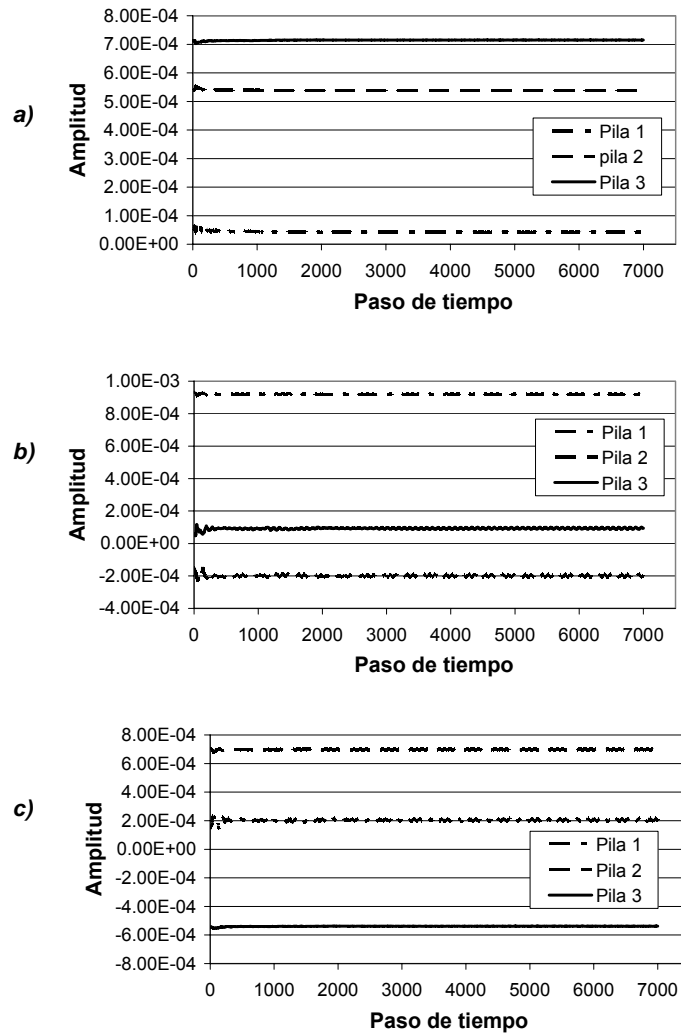


Figura 21. Proyecciones modales instantáneas obtenidas del análisis K- L. a) modo 1, b)modo 2, c)modo 3

De la fig. 21 se puede observar que las amplitudes de las formas modales K-L no tienen la misma escala de valores que las formas modales obtenidas del análisis modal mostradas en la tabla 4. A fin de hacerlas comparables, se normalizaron los valores de cada una respecto sus correspondientes de mayor amplitud. En la fig. 22, se muestran los valores de las formas modales normalizadas. Para el modo 1, fig. 22a, para el modo 2, fig. 22b y para el modo 3, fig. 22c. Se observa que las amplitudes relativas de las formas modales K-L son similares a las obtenidas de una análisis modal las cuales se muestran en la tabla 4.

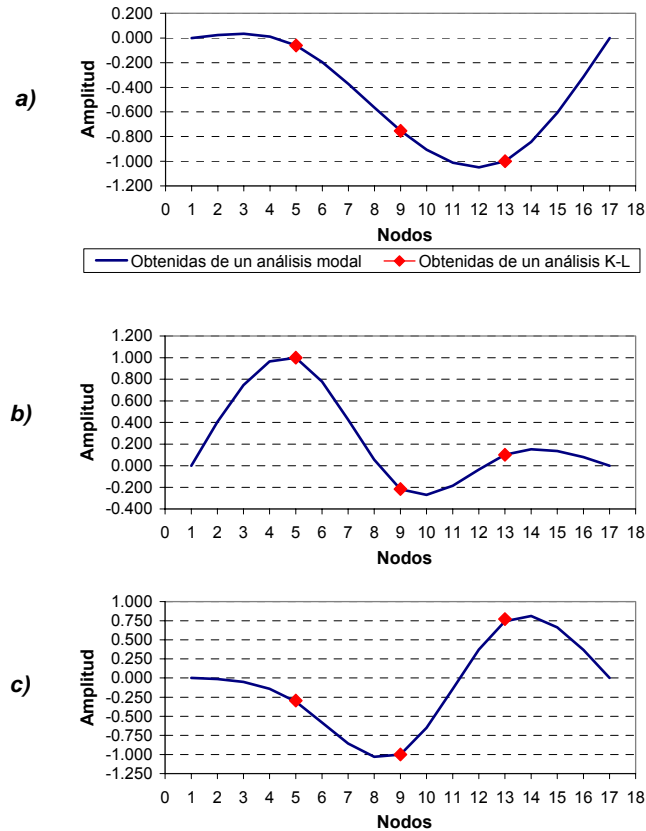
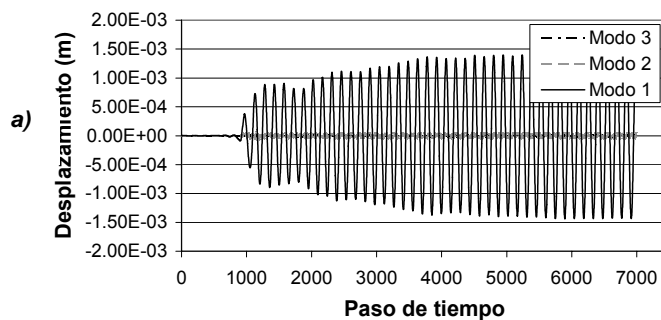


Figura 22. Formas modales correspondientes al a) modo 1; b) modo 2y c) modo 3.

En la fig. 23 se muestran las graficas de desplazamientos y fuerzas modales obtenidos aplicando la ec.(40) a las matrices de respuestas de desplazamientos y fuerzas respectivamente. En esta figura se aprecia que el modo 1 K-L es el de mayor contribución a la respuesta total de la estructura. Se observa además, que como el análisis se realizó con base en una respuesta no amortiguada, las respuestas modales de desplazamiento y fuerzas no decrecen en el tiempo.



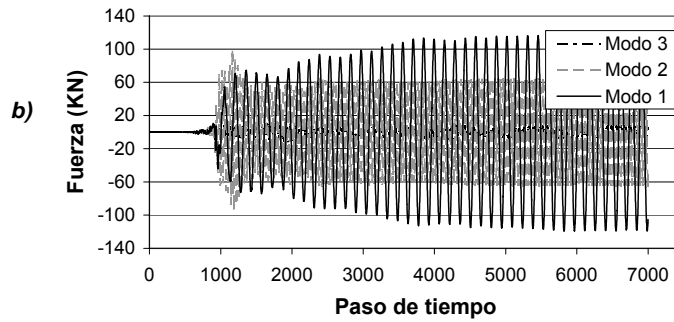


Figura 23. Respuestas modales instantáneas obtenidos del análisis K- L. a) desplazamiento; b) fuerza.

En la fig. 24 se muestran los ciclos de histéresis de los tres modos, se puede apreciar que los tres modos permanecen elásticos durante la respuesta. Además, estas gráficas dan una idea de la magnitud de participación de los modos a la respuesta total, de acuerdo a sus factores de participación mostrados en la tabla 3.

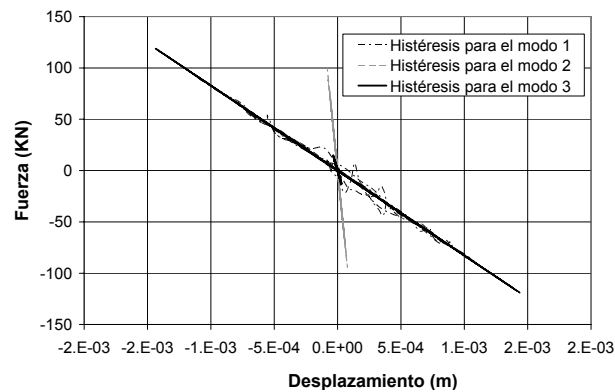


Figura 24. Histéresis modales obtenidas del análisis K-L

Es importante mencionar que el ejemplo presentado es un caso idealizado de un sistema no amortiguado y que para sistemas amortiguados, cuando la respuesta puede ser considerablemente reducida por amortiguamiento, los resultados son mucho más sensibles al contenido de frecuencias de la excitación. Este hecho se reflejaría en que dos modos cercanos en participación cambien en ocasiones su orden en participación al ser excitados uno más que otro por la acción sísmica en ciertos intervalos de tiempo debido a las características no estacionarias de la excitación.

4.4 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE EVALUACIÓN PROPUESTO

El procedimiento de evaluación propuesto parte del conocimiento de unos puentes previamente diseñados y se aplica el método de la estructura sustituta para evaluar su desempeño ante la demanda sísmica de diseño dada por un espectro elástico suavizado. La aplicación del método consta de los cuatro pasos que a continuación se describen.

- 1.- Estimación de los desplazamientos elásticos máximos de la estructura ante la demanda sísmica de diseño.
- 2.- Cálculo de las propiedades de la estructura sustituta a partir del desempeño sísmico de la estructura obtenido en el paso anterior.
- 3.- Evaluación del desempeño sísmico de la estructura sustituta ante la demanda sísmica de diseño.
- 4.- Comparación de los desplazamientos máximos de la estructura sustituta y los iniciales, si estos son suficientemente cercanos el procedimiento termina; de lo contrario se inicia un proceso iterativo a partir del paso 2. El procedimiento termina cuando los desplazamientos máximos entre dos iteraciones consecutivas son aproximadamente iguales.

1.- Estimación de los desplazamientos máximos iniciales

A manera de conocer una distribución aproximada de los desplazamientos máximos de la estructura ante la demanda sísmica de diseño, se realiza un análisis modal espectral considerando la rigidez inicial de las pilas y una fracción de amortiguamiento viscoso modal típico para puentes con características similares a los estudiados cuyo valor se puede tomar aproximadamente como 5%, Pinto et al. (1996).

2.- Cálculo de las propiedades de la estructura sustituta a partir del desempeño estructural obtenido

2.1.- A partir de los desplazamientos máximos (Δ_m), en los extremos de las pilas obtenidos y sus desplazamientos de fluencia (Δ_y) conocidos, se calculan sus ductilidades (μ). En función de estas ductilidades, se le asigna a cada pila un factor de modificación de desplazamiento " λ " de acuerdo a la tabla 2. A continuación, se multiplican los desplazamientos (Δ_m) por su correspondiente valor de λ para obtener sus desplazamientos máximos modificados (Δ_{mm}). A partir de estos desplazamientos se calcula, para cada pila, su ductilidad modificada (μ_m).

En función de la ductilidad modificada (μ_m), se calculan para cada pila, la rigidez elástica equivalente y el amortiguamiento hysterético mediante las expresiones propuestas por Gudayer e Iwan (2006).

2.2.- A continuación se realiza un análisis modal de la estructura considerando la rigidez equivalente de las pilas y con los resultados de éste análisis se calculan las fracciones de amortiguamiento modal equivalente " ζ_{eq}^j " de la estructura sustituta para el modo j definido como la suma del amortiguamiento viscoso inicial " ζ_0^j " más un amortiguamiento hysterético " ζ_{hist}^j " definido como un promedio pesado de la sumatoria de los productos de la energía de deformación a flexión almacenada de un elemento i asociada a un modo j " W_i^j " por el amortiguamiento hysterético del elemento i " $\zeta_{hist i}$ ", entre la energía de deformación total de la estructura asociada a un modo j ; de acuerdo a la ec. (36) propuesta por Shibata y Sozen (1976).

La energía de deformación a flexión almacenada en un elemento i asociada a un modo j , " W_i^j " se obtiene mediante la ec.(46) donde: " M_{ai} " es el momento flexionante en el extremo a del elemento i asociado a las fuerzas del modo j , " M_{bi} " es el momento flexionante en el extremo b del elemento i asociado a las fuerzas del modo j , L es la longitud del elemento y EI_i es la rigidez a flexión del elemento i .

$$W_i^j = \frac{L}{6EI_i} (M_{ai}^2 + M_{bi}^2 + M_{ai}^2 M_{bi}^2) \quad (46)$$

En esta expresión la rigidez a flexión “ EI_i ”, se trata de la rigidez elástica equivalente para los elementos que sufren daño y se trata de la rigidez inicial para los elementos que no sufren daño.

Una manera de obtener los momentos flexionantes asociados a un modo j en los extremos de los elementos, es realizar un análisis estático de la estructura ante las fuerzas laterales resultantes de la distribución del cortante basal asociado al modo j .

3.- Evaluación del desempeño de la estructura sustituta ante la demanda sísmica de diseño

Con las rigideces elásticas equivalentes de los elementos y los amortiguamientos modales obtenidos, se conocen ya las propiedades de la estructura sustituta, se procede entonces a evaluar su desempeño ante la demanda sísmica de diseño, dada por un espectro elástico suavizado realizando un análisis modal espectral.

3.1.- Considerando que las fracciones de amortiguamiento modal de la estructura sustituta son distintas, se calculan por separado para cada modo los desplazamientos en las pilas y posteriormente se obtienen los desplazamientos totales mediante una regla de combinación modal

Considerando cada una de las fracciones de amortiguamiento modal, se calcula un espectro elástico suavizado el cual representa la demanda sísmica de diseño. A partir de estos espectros y con los periodos ya conocidos se obtienen las correspondientes seudoaceleraciones modales S_{aj} .

3.2.- Una vez calculadas las seudoaceleraciones modales se obtienen sus correspondientes desplazamientos modales espectrales mediante la ec.(47). En esta ecuación S_{aj} es la seudo aceleración correspondiente al modo j . y T_j es el periodo del modo j .

$$S_{di} = \frac{S_{ai} T_i^2}{4\pi^2} \quad (47)$$

3.3.- Posteriormente los desplazamientos modales se obtienen mediante ec. (48). En esta expresión: U_j son los desplazamientos asociados al modo j , Γ_j el factor de participación del modo j y Φ_j la forma modal correspondiente al modo j

$$U_i = S_{dj} \Gamma_j \phi_j \quad (48)$$

3.4.- Se obtienen los desplazamientos totales mediante la regla de combinación modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para esto, se procede de acuerdo al procedimiento expuesto por Sozen y García (2002).

4.- Comparación del desempeño de la estructura sustituta con el obtenido inicialmente

Los desplazamientos obtenidos en el paso anterior, se comparan con los desplazamientos elásticos ante la demanda de diseño calculados en el paso 1, si son aproximadamente iguales el procedimiento termina, de lo contrario se inicia un proceso iterativo a partir del paso 2. Los desplazamientos iniciales para la nueva iteración serán los desplazamientos finales obtenidos en la iteración anterior. El proceso termina cuando los desplazamientos máximos entre dos iteraciones consecutivas sean aproximadamente iguales.

En la fig. 25 se muestra en forma de diagrama de flujo, el procedimiento de evaluación propuesto.

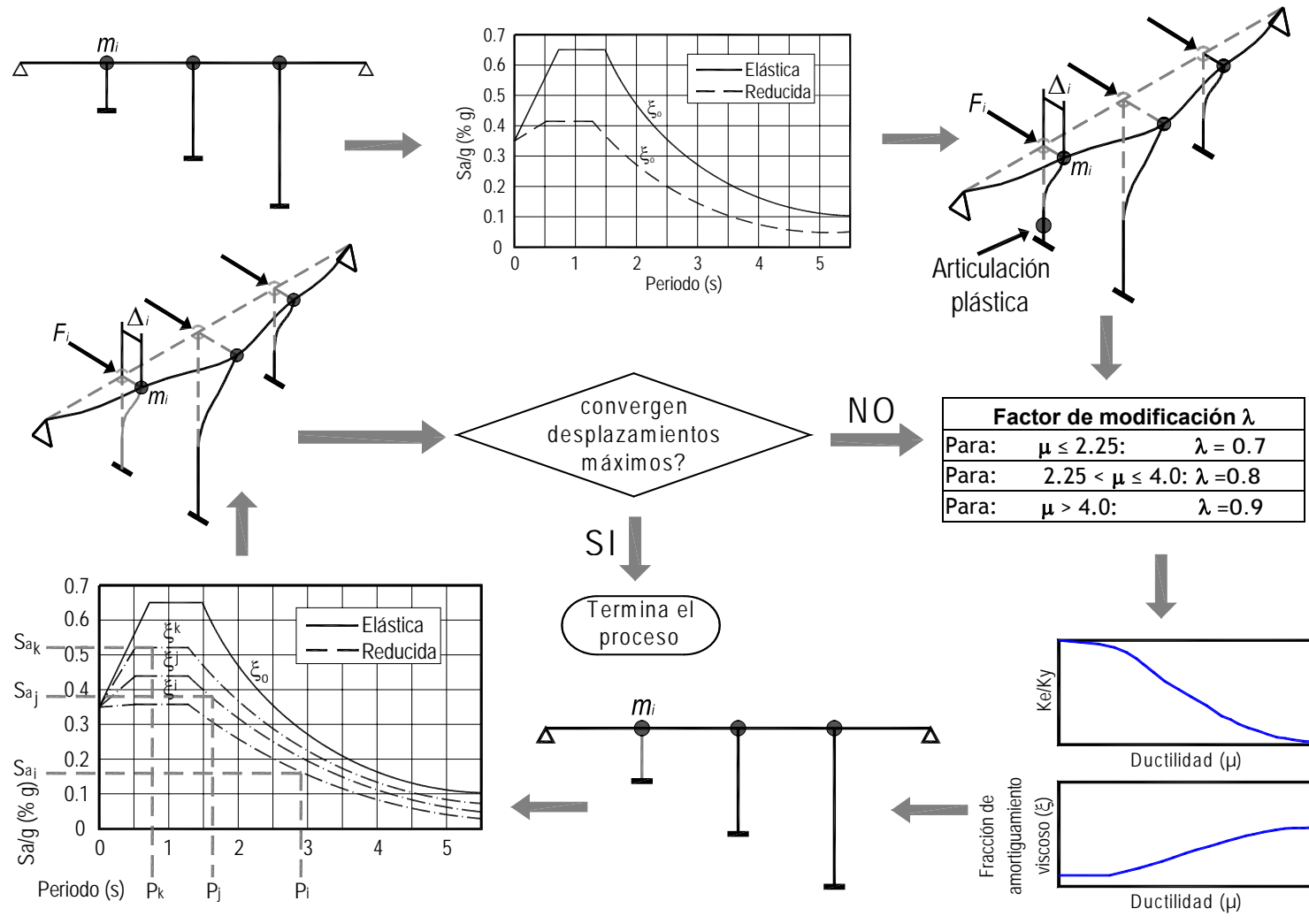


Figura 25. Diagrama de flujo del método de evaluación propuesto

5 EJEMPLOS DE APLICACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES ESTUDIADOS

Geometría

Los puentes estudiados representan un tipo de estructuras conocidos comúnmente como viaductos y fueron diseñados por Isaković y Fischinger (2005) de acuerdo al eurocódigo actual el cuál es el eurocódigo 8 (CEN, 2003a y 2003b) con las características geométricas y mecánicas mostradas en la figs. 27 a 29. La demanda sísmica de diseño considerada es el espectro elástico de diseño tipo 1 del Eurocódigo 8 para suelo tipo B, mostrado en la fig. 30 para una aceleración máxima del terreno a_g de 0.35 g y considerando un amortiguamiento del 5%. Los parámetros usados para la construcción del espectro son: $T_b=0.15$ s, $T_c=0.5$ s, $T_d=2.0$ S=1.2 (factor de suelo), $\eta = 1$ (factor de corrección por amortiguamiento).

La nomenclatura usada para estos puentes es “VxxxP”, donde: V indica viaducto, x indica la altura de la pila (1: corta, 2: mediana y 3: alta) y la última letra indica el tipo de apoyo en los extremos de la superestructura (P: Articulado y L: Empotrado). Las pilas están unidas a la superestructura por medio de articulaciones y la superestructura se supuso flexible.

Propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales

Las propiedades geométricas y mecánicas de las pilas de cada uno de los puentes se muestran en las tablas 5 a 13.

Masa

Las masas de los puentes se modelaron concentradas en los extremos superiores de las pilas para simplificar la aplicación de la técnica de análisis Karhunen-Loève presentada en la sección 4.3. Al comparar los resultados obtenidos considerando la masa modelada de esta forma y considerando la masa distribuida sobre la superestructura de los puentes se encontró las diferencias fueron despreciables. En las figs. 27 a 29 se muestra la distribución de las masas para los tres puentes.

Amortiguamiento

Para los análisis dinámicos lineales y no lineales el amortiguamiento modal se modelo como del tipo de Rayleigh con valores de 5% Pinto et al. (1996), con respecto al amortiguamiento crítico en los modos primero y tercero.

5.2 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL PASO A PASO

Para validar los resultados obtenidos con el método de evaluación simplificado, se realizaron análisis no lineales paso a paso de los tres puentes estudiados, usando el programa DRAIN 2D-X por Prakash *et al.* (1993). Se obtuvieron los desplazamientos inelásticos máximos de las pilas para cada uno de los puentes y para cada una de las señales consideradas y estos desplazamientos se compararon con los correspondientes obtenidos con el método de evaluación propuesto. Las señales consideradas son registros sintéticos compatibles con el espectro suavizado del EC8. En la fig. 32 se muestra una comparación de los espectros de respuesta de las 5 señales sintéticas con el espectro elástico de diseño del EC8. Se muestra además, la media aritmética “ μ ” de estos espectros. Se puede observar que la media de

estos espectros es similar al espectro de diseño del EC8 por lo tanto, los resultados obtenidos del procedimiento de evaluación serán comparables.

Se procedió de esta manera para evitar los errores implícitos en el cálculo de los desplazamientos al usar una regla de combinación modal y las diferencias en las ordenadas de los espectros de respuesta de las señales con las del espectro suavizado.

Propiedades mecánicas de los elementos no lineales

En este trabajo se usa el modelo histérico Q propuesto por Saiidi y Sozen (1981) para modelar la respuesta cortante-desplazamiento de las pilas debido a que este modelo matemático fue el que más se asemeja al comportamiento histérico presentado por pilas de las mismas características en pruebas realizadas por Pinto et al. (1995). En este modelo, la rama de descarga tiene una pendiente “ K_d ” igual a la elástica “ K_0 ” multiplicada por $(d_y/d_{máx})^\alpha$ donde “ d_y ” es el desplazamiento de fluencia del oscilador, “ $d_{máx}$ ” es el desplazamiento máximo mayor en cualquiera de las dos direcciones. Las ramas de recarga se dirigen desde un punto sobre el eje de desplazamientos hasta un punto sobre la curva envolvente con un valor igual a $d_{máx}$. En la fig. 26 se muestra un esquema de éste modelo histérico

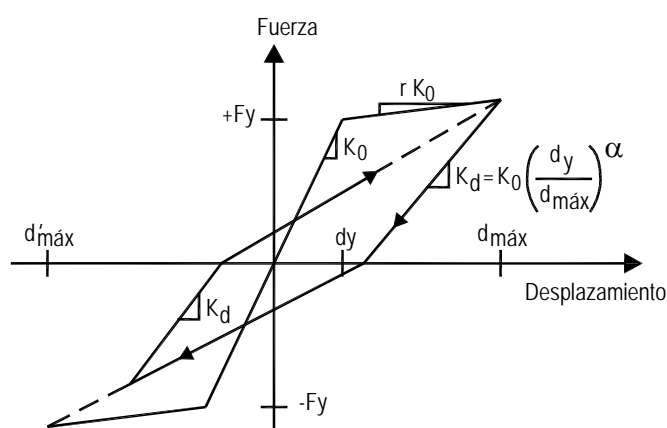


Figura 26. Modelo histérico Q

En la fig. 26, r es la relación de rigidez de posfluencia y α es llamado parámetro de descarga. Los valores de estos parámetros usados en este trabajo son: $r=5\%$ y $\alpha=0.5$

Descripción de las demandas sísmicas de entrada.

Las acciones sísmicas usadas en los análisis lineales y no lineales, consisten en 5 señales compatibles con el espectro elástico suavizado del EC8 construido con los parámetros definidos anteriormente. En la fig. 31 se muestran dichas señales. En la fig. 32 se muestra una comparación de los espectros de respuesta de las 5 señales sintéticas con el espectro elástico de diseño del EC8. Se muestran además, la media aritmética “ μ ” de estos espectros, la media más una desviación estándar “ $(\mu+\sigma)$ ” y la media menos una desviación estándar “ $(\mu-\sigma)$ ” de los espectros de respuesta de las señales.

Estas señales tienen un paso de tiempo $\Delta_T = 0.005$ s. y una duración total de 20 s. Cada una de ellas se escaló a intensidades tales que en lo posible, cada una de las pilas de los puentes considerados fluyeran progresivamente. En la tabla 14 se muestran las intensidades sísmicas obtenidas en función de la aceleración máxima del terreno a_g .

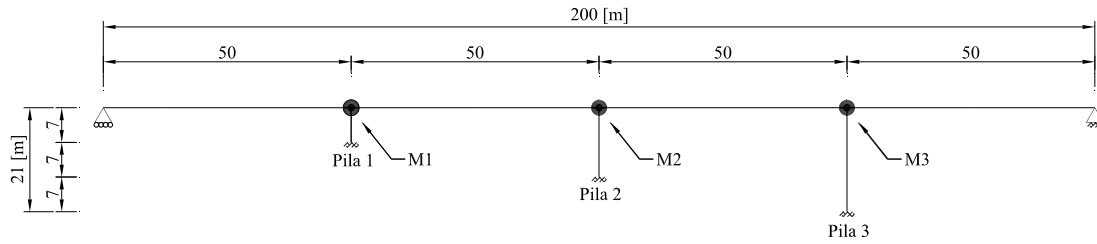


Figura 27. Geometría y distribución masas del puente V123P.

Tabla 5. Masas del puente V123P.

Masa (Ton)		
M1 = 1056.2	M2 = 1093.4	M3 = 1130.5

Tabla 6. Propiedades geométricas de pilas del puente V123P.

Pila	Momentos de inercia agrietados
1	$I_{1_{cr}} = 3.63 \text{ m}^4$
2	$I_{2_{cr}} = 2.16 \text{ m}^4$
3	$I_{3_{cr}} = 2.25 \text{ m}^4$

Tabla 7. Propiedades mecánicas de las pilas del puente V123P.

Pila	Rigidez	Desplazamiento de fluencia de
1	$K1 = 968,352 \text{ KN/m}$	$\Delta y_1 = 0.01491 \text{ m}$
2	$K2 = 72,360 \text{ KN/m}$	$\Delta y_2 = 0.03766 \text{ m}$
3	$K3 = 22,329 \text{ KN/m}$	$\Delta y_3 = 0.06657 \text{ m}$

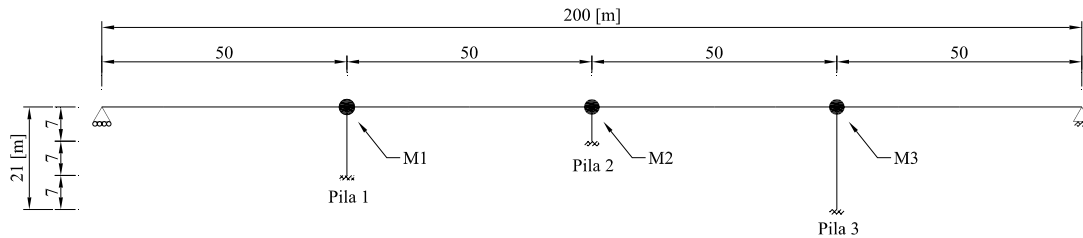


Figura 28. Geometría y distribución masas del puente V213P.

Tabla 8. Masas del puente V213P.

Masa (Ton)		
M1= 1093.4	M2= 1056.2	M3= 1130.5

Tabla 9. Propiedades geométricas de pilas del puente V213P.

Pila	Momentos de inercia agrietados
1	$I_{1_{cr}} = 2.22 \text{ m}^4$
2	$I_{2_{cr}} = 2.40 \text{ m}^4$
3	$I_{3_{cr}} = 2.26 \text{ m}^4$

Tabla 10. Propiedades mecánicas de las pilas del puente V213P.

Pila	Rigidez	Desplazamiento de fluencia de
1	$K1 = 74,027 \text{ KN/m}$	$\Delta y_1 = 0.02898 \text{ m}$
2	$K2 = 640, 233 \text{ KN/m}$	$\Delta y_2 = 0.01127 \text{ m}$
3	$K3 = 22,329 \text{ KN/m}$	$\Delta y_3 = 0.06657 \text{ m}$

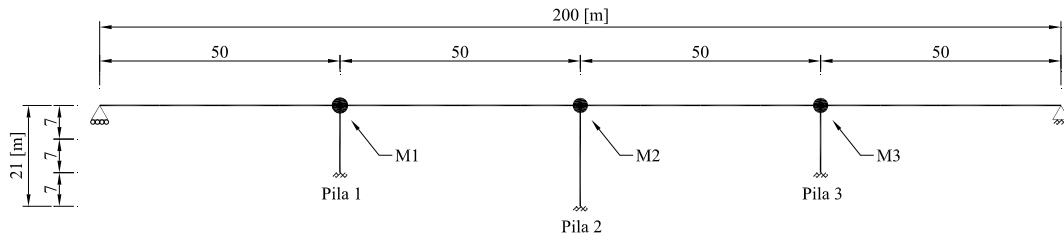


Figura 29. Geometría y distribución masas del puente V232P.

Tabla 11. Masas del puente V232P.

Masa (Ton)		
M1= 1093.4	M2= 1130.5	M3= 1093.2

Tabla 12. Propiedades geométricas de pilas del puente V232P.

Pila	Momentos de inercia agrietados
1	$I_{1cr} = 2.97 \text{ m}^4$
2	$I_{2cr} = 2.21 \text{ m}^4$
3	$I_{3cr} = 2.97 \text{ m}^4$

Tabla 13. Propiedades mecánicas de las pilas del puente V232P.

Pila	Rigidez	Desplazamiento de fluencia de fluencia
1	$K_1 = 99,036 \text{ KN/m}$	$\Delta y_1 = 0.054 \text{ m}$
2	$K_2 = 21,835 \text{ KN/m}$	$\Delta y_2 = 0.085 \text{ m}$
3	$K_3 = 99,036 \text{ KN/m}$	$\Delta y_3 = 0.054 \text{ m}$

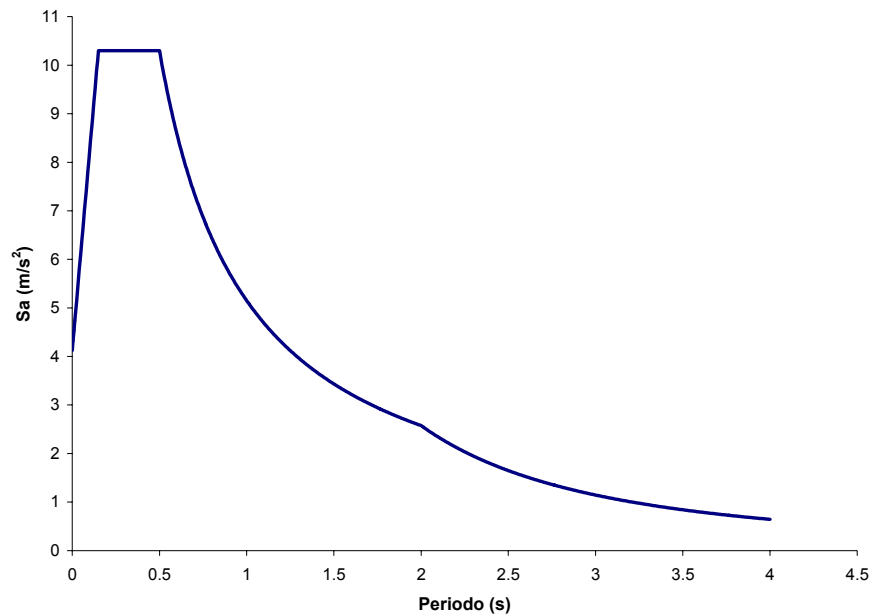


Figura 30. Espectro de diseño EC8 tipo 1 suelo B para 5% de amortiguamiento y $a_g = 0.35g$

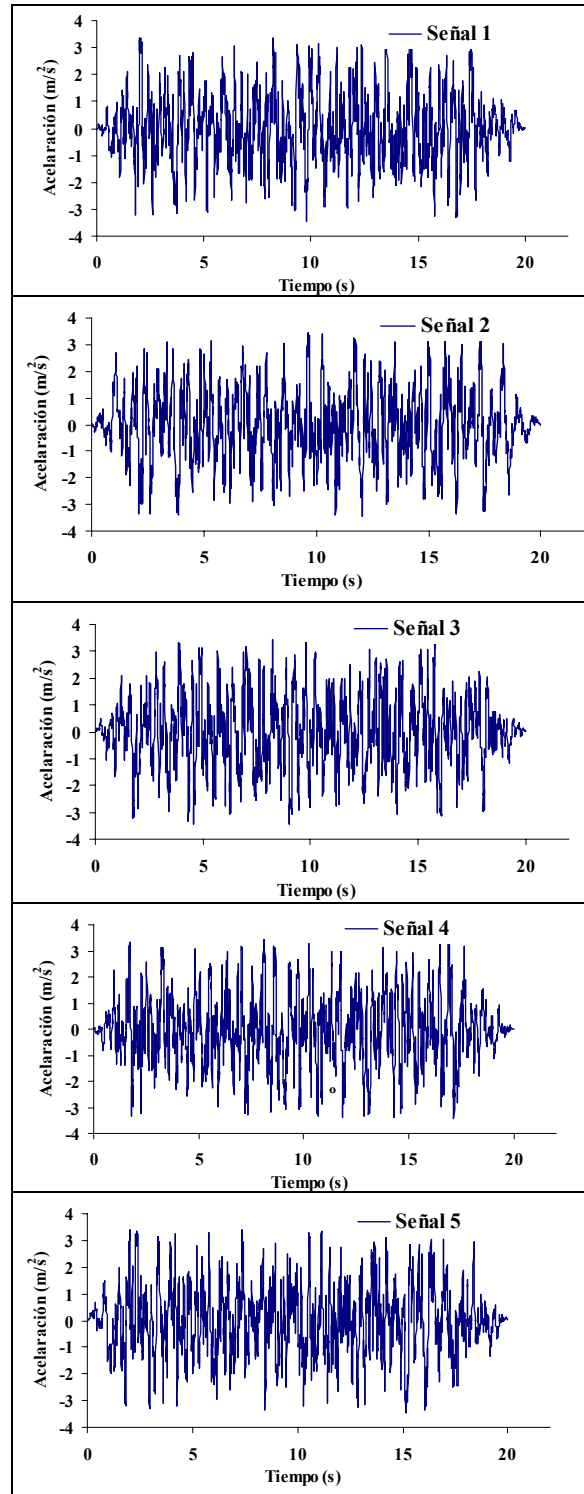


Figura 31. Señales sintéticas compatibles con el espectro EC8 con la características consideradas

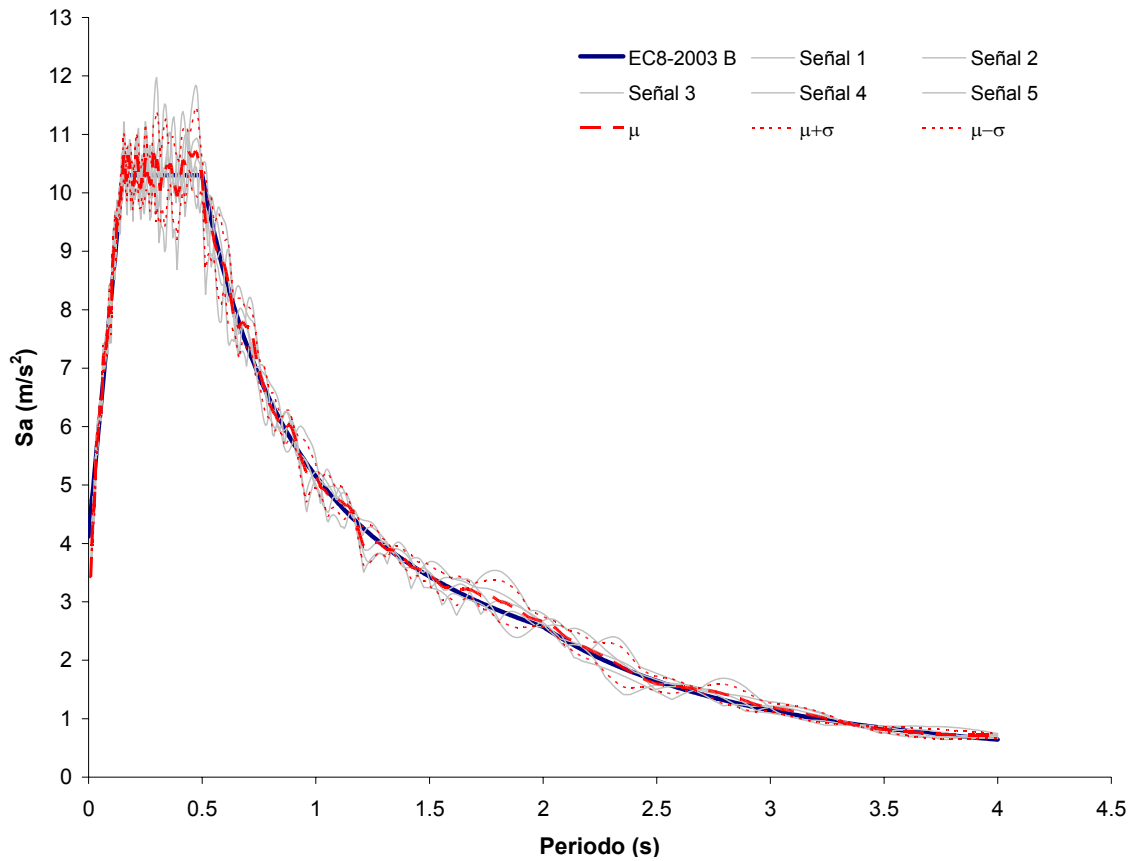


Figura 32. Comparación del espectro elástico del EC8 Tipo 1, suelo B con los espectros de respuesta de las 5 señales sintéticas y el valor de su media.

Tabla 14. Intensidades sísmicas de desempeño normalizadas

Intensidad	Para todas las señales
Intensidad 1 (comportamiento elástico)	0.25*(0.35g)
Intensidad 2	0.55*(0.35g)
Intensidad 3	1.60*(0.35g)

***Nota 1**

Nota 1: Para el Puente 123 fluye una pila, para el puente 213 fluyen 2 pilas y para el puente 232 fluyen todas las pilas.

Nota 2: Debido a que en los puentes 213 y 232 las intensidades de fluencia de las dos primeras pilas son cercanas, no fue posible normalizar una intensidad tal que fluyera solo una pila.

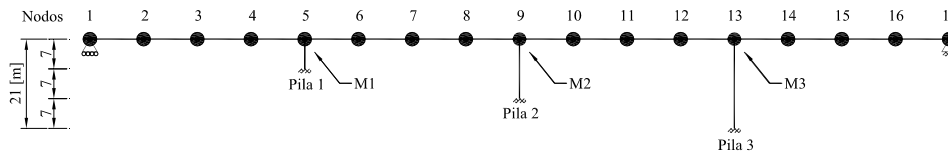
5.3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN.

Para ilustrar la aplicación del método propuesto, se evalúa el desempeño sísmico de los 3 modelos de puentes descritos ante cada una de las señales sintéticas escaladas a las intensidades sísmicas de desempeño consideradas. Para validar su precisión, los desplazamientos obtenidos se comparan con los de un análisis no lineal paso a paso (ANLPP). El error relativo se calcula mediante la ec. (49), en esta ecuación: $\Delta_{inelástico\ máx.}$ es el desplazamiento máximo obtenido del análisis no lineal paso a paso y $\Delta_{equiv\ máx.}$ es el desplazamiento máximo obtenido del análisis elástico de la estructura sustituta. Se muestran además, los periodos y los factores de participación modal “ Γ ” de la estructura dañada y de su correspondiente estructura sustituta en cada intensidad de desempeño.

$$Error(\%) = \frac{\Delta_{inelástico\ máx.} - \Delta_{equiv\ máx.}}{\text{mínimo}(\Delta_{inelástico\ máx.}, \Delta_{equiv\ máx.})} \quad (49)$$

Resultados Señal 1

Puente V123P



Intensidad 1

Tabla 15. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 1

Modo	Periodo (s)	Γ
Primero	0.725	-48.168
segundo	0.322	-13.501
Tercero	0.185	27.887

Intensidad 2

Tabla 16. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.738	-48.25	0.728	-48.169
segundo	0.323	-13.09	0.322	13.518
Tercero	0.185	27.93	0.185	27.875

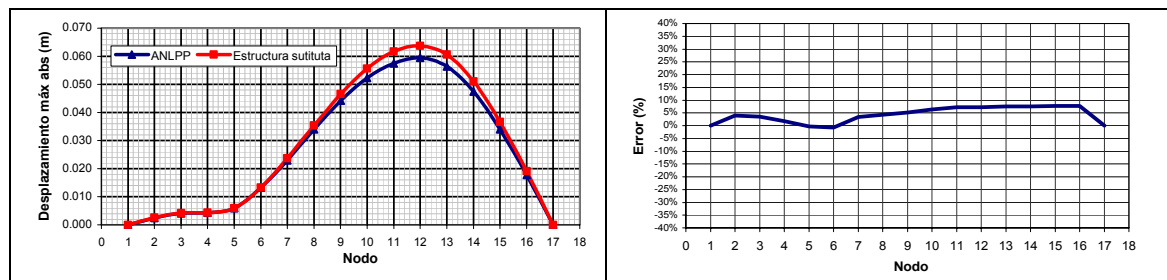


Figura 33. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 17. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.8911	-49.15	0.806	48.570
segundo	0.3427	-12.21	0.330	-11.418
Tercero	0.2044	26.74	0.185	-28.117

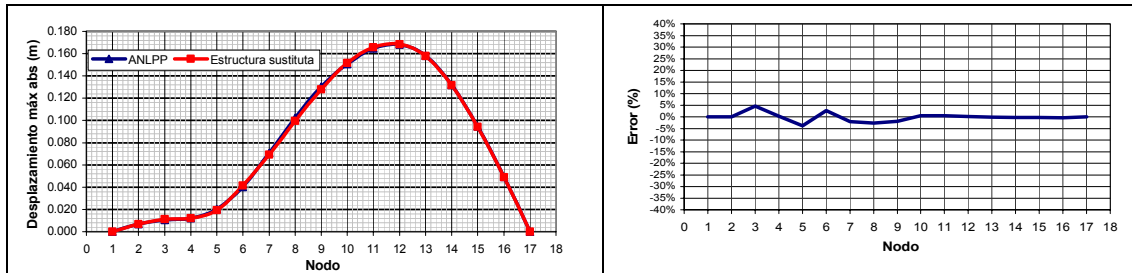
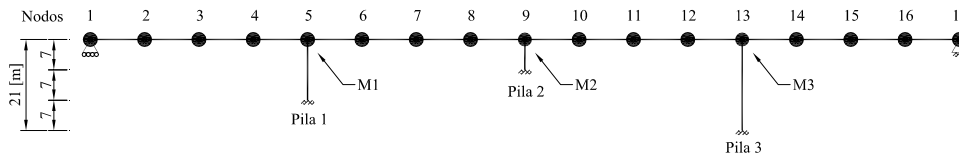


Figura 34. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V213P



Intensidad 1

Tabla 18. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 1

Modo	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5259	23.20
segundo	0.4358	50.26
Tercero	0.2048	-14.68

Intensidad 2

Tabla 19. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5455	36.19	0.524	23.402
segundo	0.4920	43.77	0.435	50.168
Tercero	0.2322	-7.37	0.204	14.168

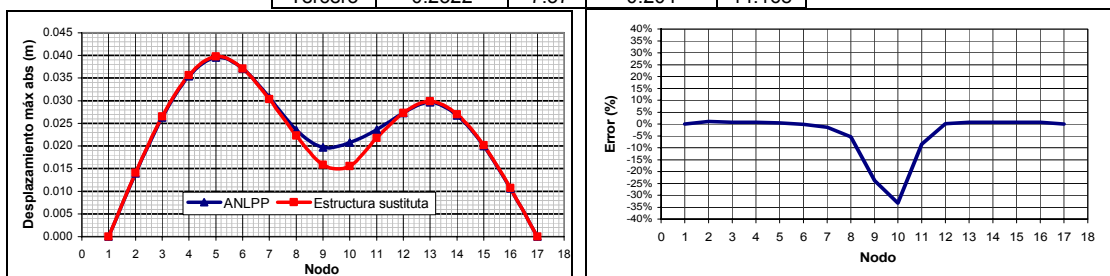


Figura 35. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 20. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7363	-56.92	0.652	-55.56
segundo	0.5429	4.97	0.508	-14.82
Tercero	0.2658	3.82	0.258	-2.49

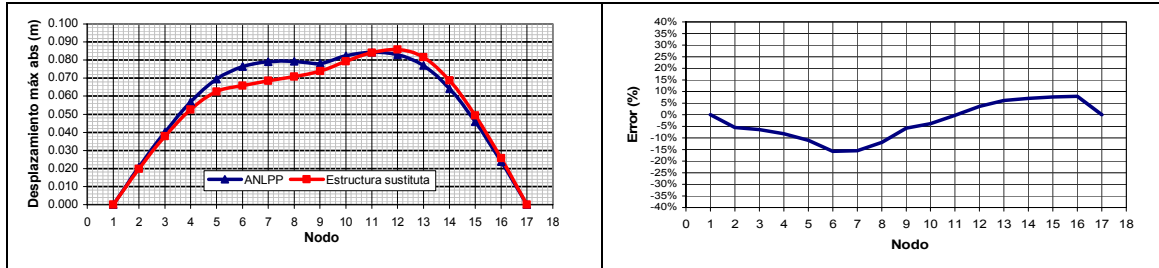


Figura 36. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V232P

Intensidad 1

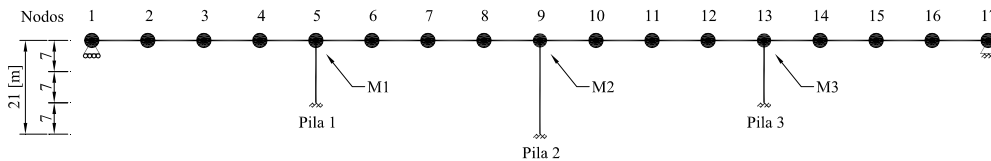


Tabla 21. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 1

Modo	Periodo (s)	Γ
Primero	0.8193	-55.84
segundo	0.4412	0.00
Tercero	0.2740	14.09

Intensidad 3

Tabla 22. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.967	-56.18	0.875	-55.91
segundo	0.475	0.00	0.449	0.00
Tercero	0.279	12.66	0.275	13.81

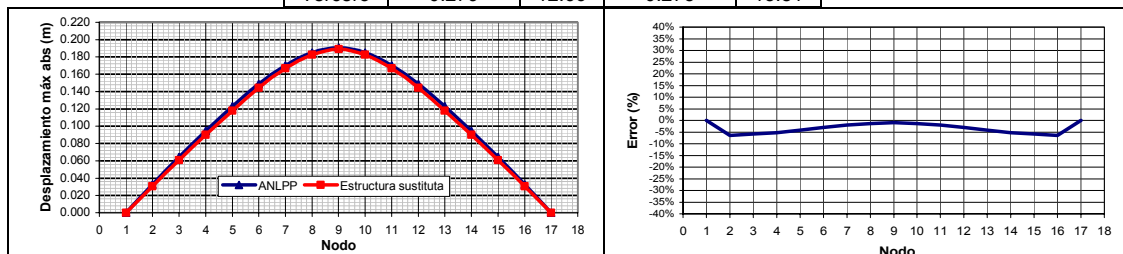


Figura 37. Comparación de desplazamientos para el puente V232P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Resultados Señal 2

Puente V123P

Intensidad 2

Tabla 23. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7444	-48.30	0.831	-48.58
segundo	0.3244	-12.85	0.332	11.29
Tercero	0.1858	27.95	0.185	28.14

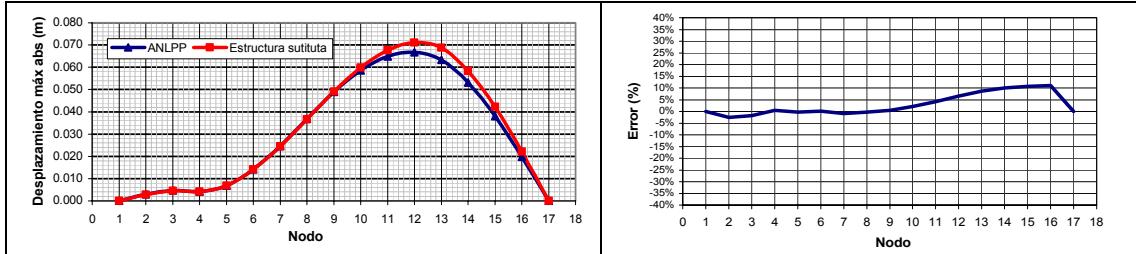


Figura 38. Comparación de desplazamientos máximos en el puente V123P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 24. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.9100	-49.26	0.807	-48.56
segundo	0.3449	-12.11	0.330	-11.43
Tercero	0.2068	26.57	0.185	-28.11

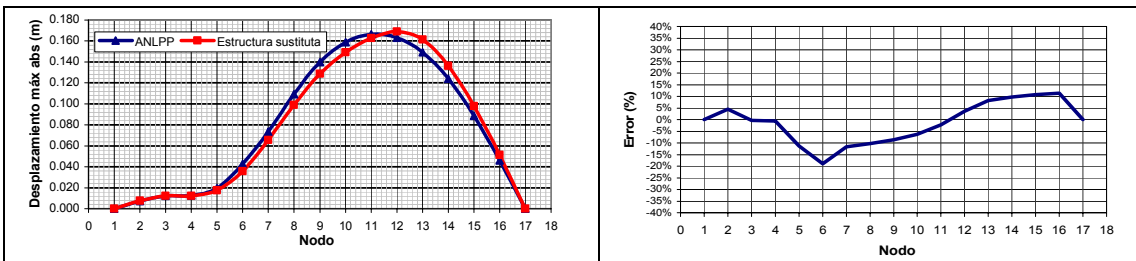


Figura 39. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Intensidad 2

Tabla 25. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5444	36.66	0.562	-49.96
segundo	0.4818	43.36	0.531	-27.55
Tercero	0.2313	-7.43	0.241	4.95

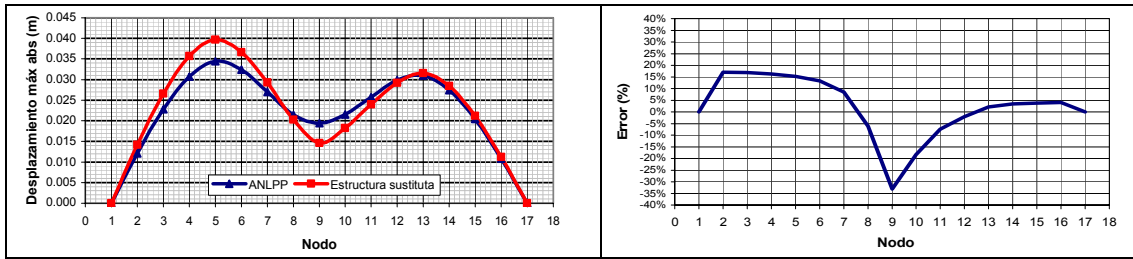


Figura 40. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 26. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.6209	54.62	0.648	-55.17
segundo	0.5242	17.20	0.508	-15.18
Tercero	0.2535	-0.307	0.258	-2.26

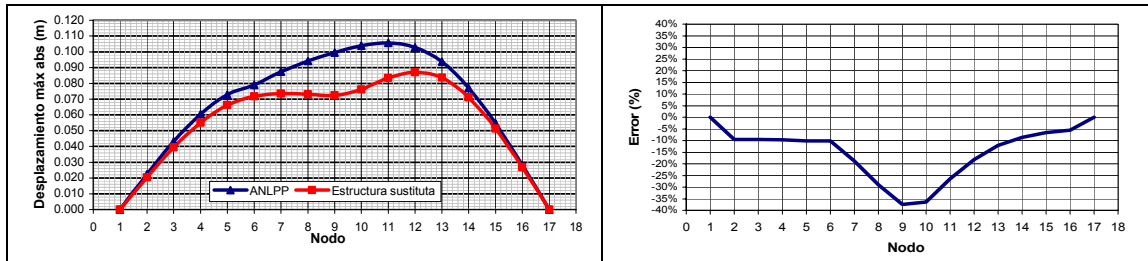


Figura 41. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V232P

Intensidad 3

Tabla 27. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.9597	-56.17	0.861	-55.909
segundo	0.4770	0.00	0.450	0.00
Tercero	0.2792	12.70	0.275	-13.834

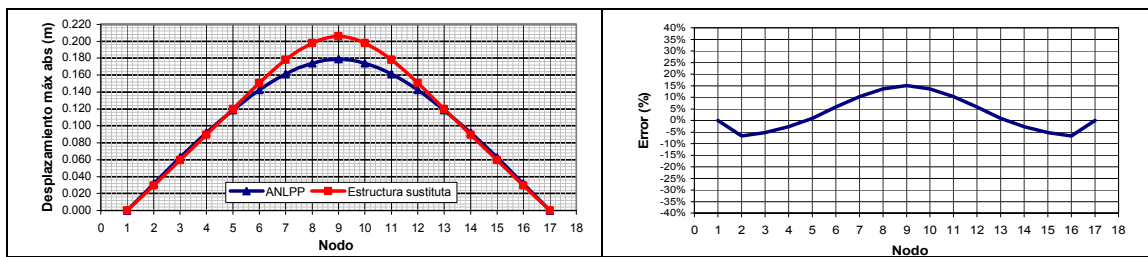


Figura 42. Comparación de desplazamientos para el puente V232P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Resultados señal 3

Puente V123P

Intensidad 2

Tabla 28. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7404	-48.27	0.814	-48.56
segundo	0.3239	-13.02	0.331	11.44
Tercero	0.1858	27.94	0.185	28.121

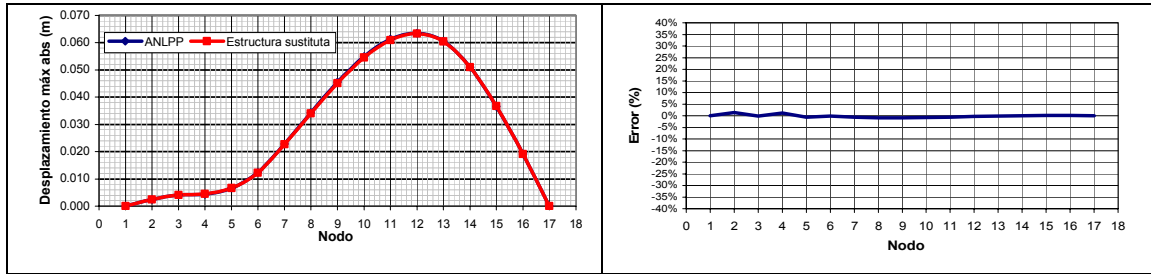


Figura 43. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 29. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.8982	-49.59	0.784	-48.537
segundo	0.3499	-13.44	0.328	-11.661
Tercero	0.2181	25.29	0.185	28.07

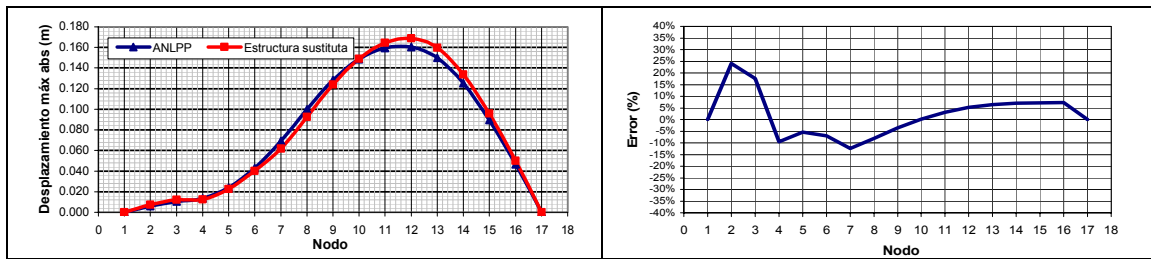


Figura 44. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V213P

Intensidad 2

Tabla 30. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5407	34.00	0.59	-56.14
segundo	0.4752	45.31	0.54	-11.01
Tercero	0.2282	-8.39	0.24	2.62

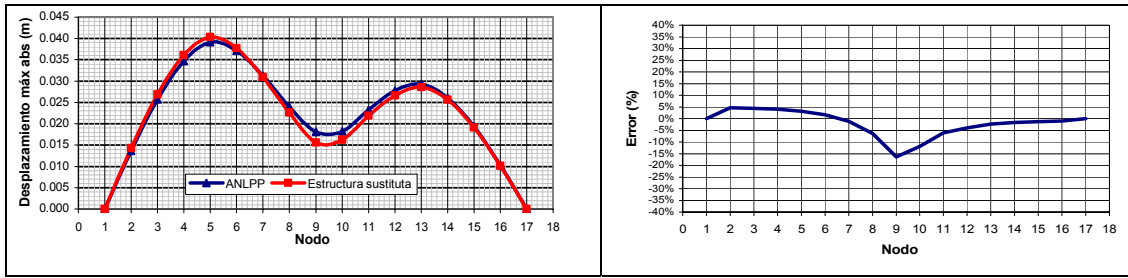


Figura 45. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 31. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7469	-56.10	0.651	-56.69
segundo	0.5269	10.49	0.498	16.74
Tercero	0.2666	4.780	0.258	2.85

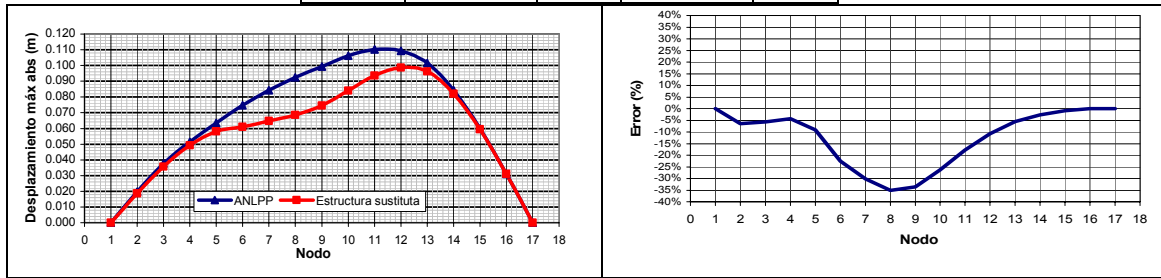


Figura 46. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 3 y errores obtenidos
Puente V232P

Intensidad 3

Tabla 32. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.9736	-56.20	0.885	-56.03
segundo	0.4801	0.00	0.458	0.00
Tercero	0.2796	12.59	0.276	13.35

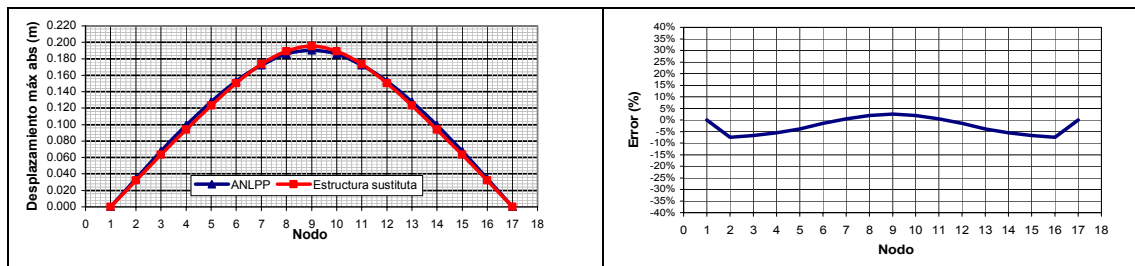


Figura 47. Comparación de desplazamientos para el puente V232P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Resultados Señal 4

Puente V123P

Intensidad 2

Tabla 33. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7544	-48.38	0.825	-48.55
segundo	0.3257	-12.44	0.331	-11.47
Tercero	0.1858	28.00	0.185	28.12

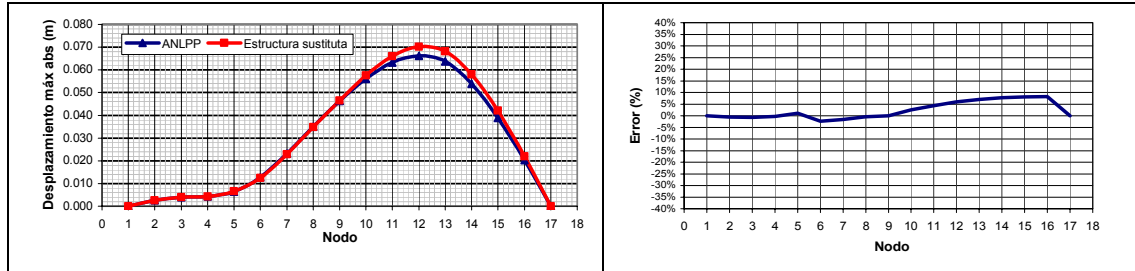


Figura 48. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 34. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.9129	-49.05	0.799	48.549
segundo	0.3421	-11.54	0.329	-11.545
Tercero	0.1997	27.21	0.185	-28.102

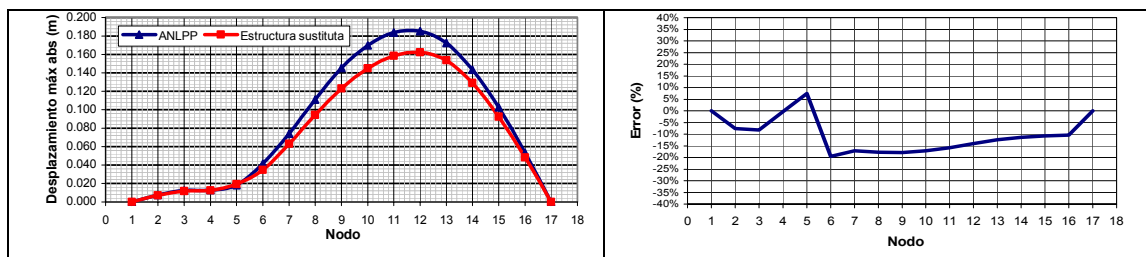


Figura 49. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V213P

Intensidad 2

Tabla 35. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5364	30.89	0.524	23.41
segundo	0.4659	47.23	0.435	50.16
Tercero	0.2236	-9.72	0.204	-14.67

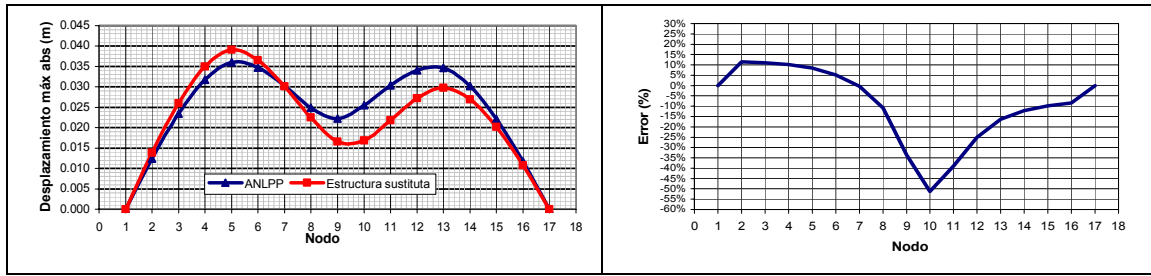


Figura 50. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 36. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7584	-56.35	0.681	-56.06
segundo	0.5313	8.97	0.517	-11.21
Tercero	0.2674	4.94	0.262	-3.38

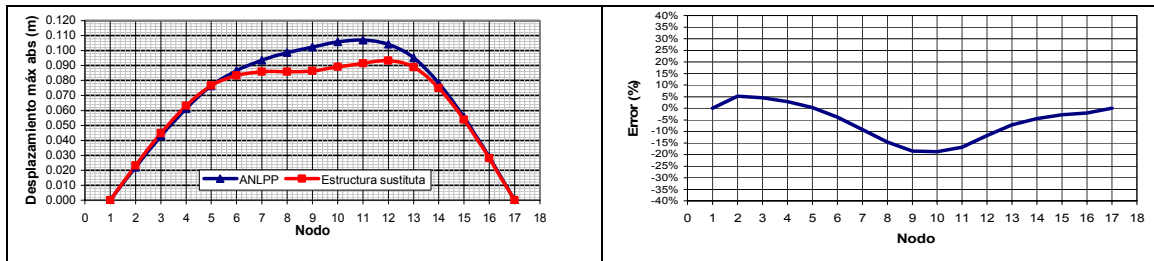


Figura 51. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V232P

Intensidad 3

Tabla 37. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.9982	-56.23	0.895	56.05
segundo	0.4849	0.00	0.461	0.00
Tercero	0.2802	12.45	0.277	13.27

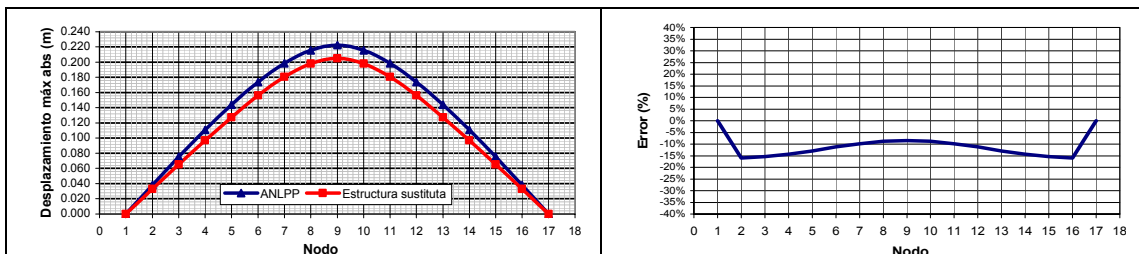


Figura 52. Comparación de desplazamientos para el puente V232P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Resultados Señal 5

Puente V123P

Intensidad 2

Tabla 38. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.7392	-48.25	0.813	-48.54
segundo	0.3237	-13.07	0.330	-11.56
Tercero	0.1858	27.93	0.185	28.11

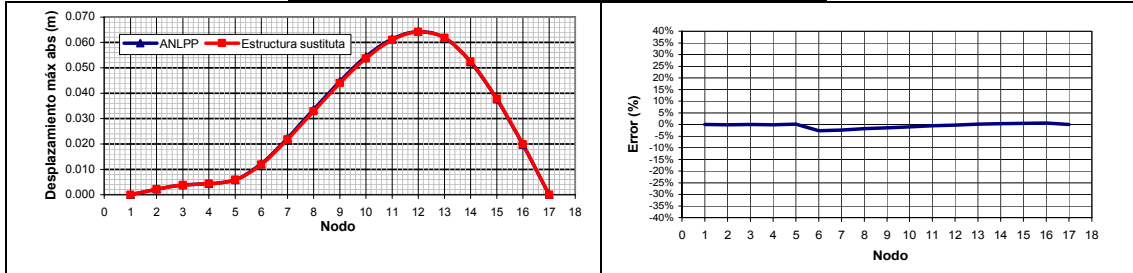


Figura 53. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 39. Propiedades dinámicas del puente V123P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.8278	-48.71	0.797	-48.54
segundo	0.3340	-12.04	0.329	-11.61
Tercero	0.1928	27.61	0.185	-28.09

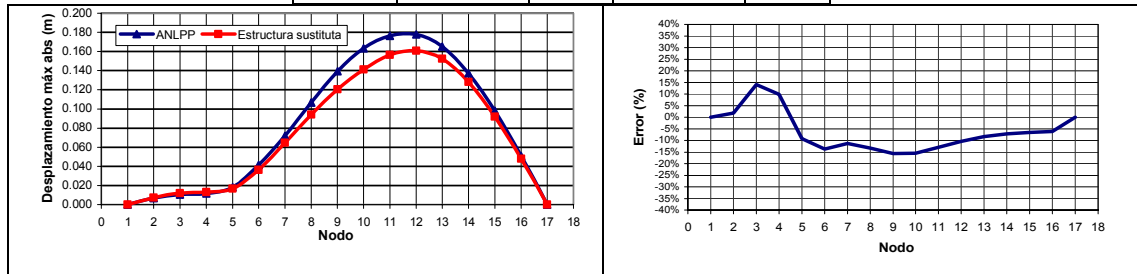


Figura 54. Comparación de desplazamientos para el puente V123P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Puente V213P

Intensidad 2

Tabla 40. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 2

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.5367	32.10	0.596	54.94
segundo	0.4637	46.48	0.527	-16.05
Tercero	0.2243	-9.43	0.249	-1.77

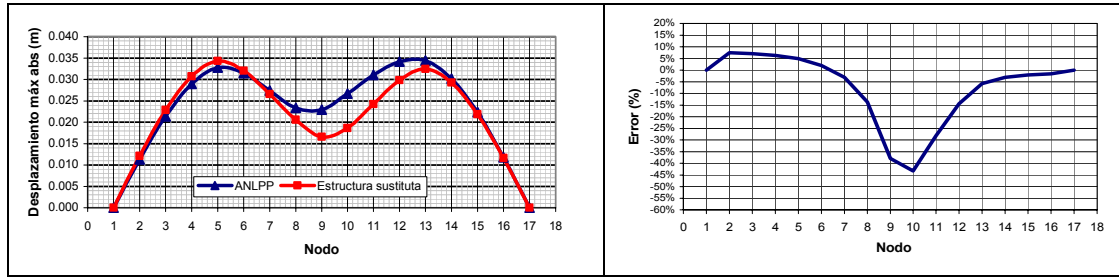


Figura 55. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 2 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 41. Propiedades dinámicas del puente V213P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	0.6121	53.50	0.652	-55.39
segundo	0.5226	20.41	0.511	-14.34
Tercero	0.2515	-1.073	0.258	-2.37

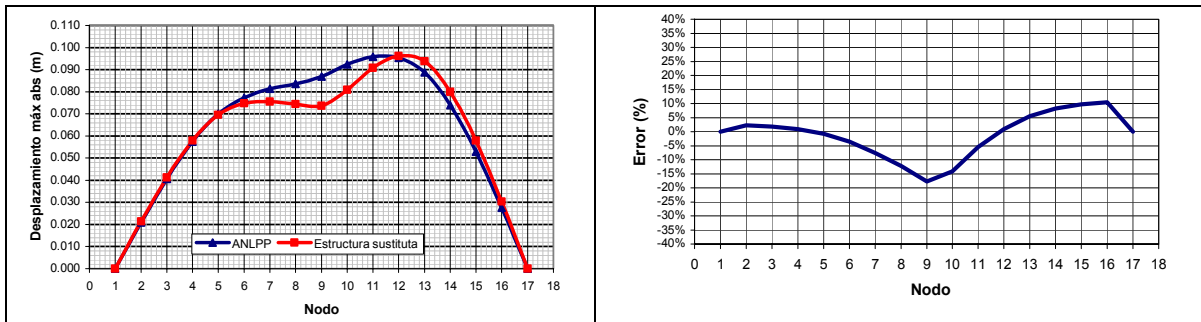


Figura 56. Comparación de desplazamientos para el puente V213P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Intensidad 3

Tabla 42. Propiedades dinámicas del puente V232P para la intensidad 3

Modo	Estructura dañada		Estructura sustituta	
	Periodo (s)	Γ	Periodo (s)	Γ
Primero	1.0867	-56.34	0.898	-56.04
segundo	0.5015	0.00	0.461	0.00
Tercero	0.2822	11.92	0.277	13.27

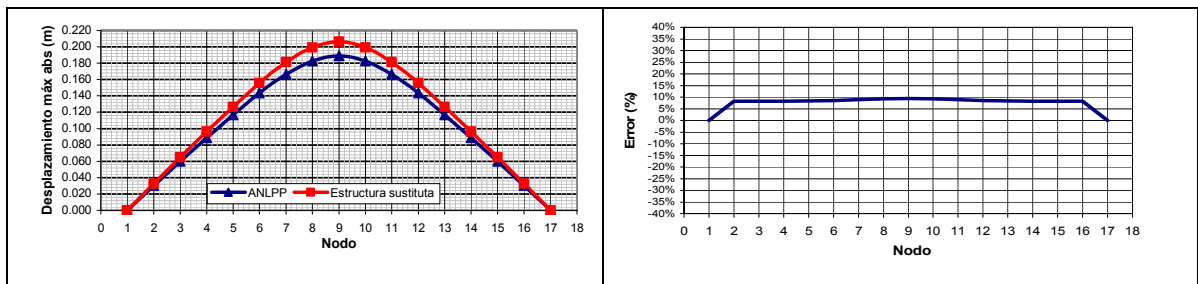


Figura 57. Comparación de desplazamientos para el puente V232P para la intensidad 3 y errores obtenidos

Se presentan a continuación los resultados del análisis K-L de la respuesta inelástica del puente V213P a la señal 1 en la intensidad de desempeño 3, con la finalidad de conocer la variación de las propiedades modales en el transcurso de dicha respuesta. Para el análisis se usó un tamaño de ventana de 400 pasos.

Tabla 43. Formas modales en el estado dañado del puente 213 obtenidas de un análisis modal

Formas modales normalizadas respecto a la masa (DRAIN 2DX)			
	Forma modal 1	Forma modal 2	Forma modal 3
Pila 1	-7.25879E-01	1.00000E+00	5.65735E-01
Pila 2	-9.39560E-01	9.78455E-02	-1.00000E+00
Pila 3	-9.11567E-01	-8.64388E-01	5.27257E-01

En la fig. 58 se muestran los periodos modales instantáneos calculados con esta técnica. Se observa en esta figura que los valores iniciales de los periodos son semejantes a los valores de los periodos elásticos del puente ordenados en forma descendente de acuerdo al orden de su participación como se muestra en la tabla 18. Se observa además que debido al daño sufrido en las pilas, aumentan los valores de los periodos, y al final de la respuesta son semejantes a los valores de los periodos del puente en su estado dañado, ordenados también en forma descendente de acuerdo al orden de su participación como se muestra en la tabla 20.

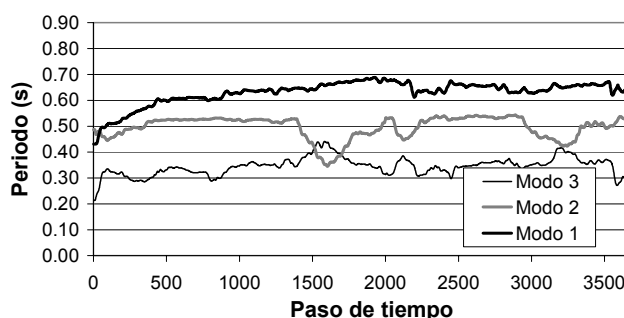


Figura 58. Periodos modales instantáneos para el puente V213P en la intensidad de desempeño 3

La constante variación que presentan los periodos modales en el transcurso de la respuesta se debe a dos razones, la primera es que en el modelo histerético usado para modelar el comportamiento inelástico de las pilas, el cual se describió anteriormente, los valores de las rigideces de las ramas de descarga y recarga cambian en cada ciclo, lo que lleva a que las propiedades dinámicas del puente varíen constantemente. La segunda razón es que como se mencionó, el análisis K-L obtiene propiedades dinámicas instantáneas a partir de la respuesta de una estructura ante una acción sísmica particular por lo tanto, al ser excitadas las frecuencias de unos modos de la estructura más que otros en determinados intervalos de tiempo conduce a que, durante ese intervalo, cambien sus propiedades modales y su participación en la respuesta aumente. Este hecho hace que modos cuyos factores de participación sean similares cambien en orden de participación algunas veces.

En la fig. 58 se puede apreciar que en los intervalos de pasos de tiempo (0, 125) y (1500, 1750) se presentan cruces en las gráficas de los periodos modales. Estos cruces se deben a que en estos intervalos, debido a la fluencia de las pilas, cambian las propiedades dinámicas del puente. Por ejemplo, antes del paso 500 ya han fluido las pilas 1 y 2 lo que conduce a que en el intervalo de (0, 500) los valores de los periodos asociados al primer y tercer modos en orden de participación aumenten rápidamente y el valor del periodo asociado a el segundo modo varíe muy poco. En el paso 1500 aproximadamente, la pila 3 alcanza su máximo desplazamiento inelástico y por lo tanto su mínima rigidez, lo que conduce a un cambio en los periodos asociados al segundo y tercer modos en orden de participación. De forma similar, en el paso 1700 aproximadamente, ocurre un cruce entre las gráficas de dichos periodos debido a un nuevo cambio en las propiedades modales ocasionado por el gran daño que existe en las pilas 1 y 2 y a la

presencia de nuevo daño en la pila 3. Este puente sometido a la señal 1 presenta el peculiar comportamiento que cuando las pila 3 alcanza su máximo desplazamiento inelástico ocurre un cambio drástico en las propiedades dinámicas del puente, lo que lleva a que el primer y segundo modos del puente cambien en su orden de participación como se puede ver en las tablas 18 y 20, donde se muestran las propiedades modales obtenidas de un análisis de valores característicos del puente V213P en su estado elástico y dañado respectivamente, después de ser sometido a esta señal. En la fig. 62 se muestra el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se puede observar que ésta tiene un contenido de frecuencias tal, que excita a periodos cuyas frecuencias oscilan entre los 2Hz, rango en los que quedan comprendidos los periodos modales instantáneos del primer y segundo modos de este puente como se muestra en la fig. 60.

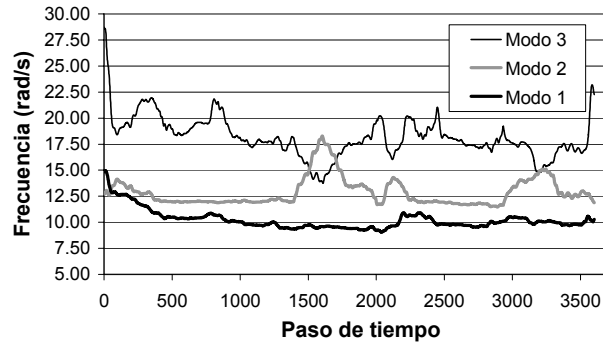


Figura. 59 Frecuencias modales instantáneas para puente V213P en la intensidad de desempeño 3

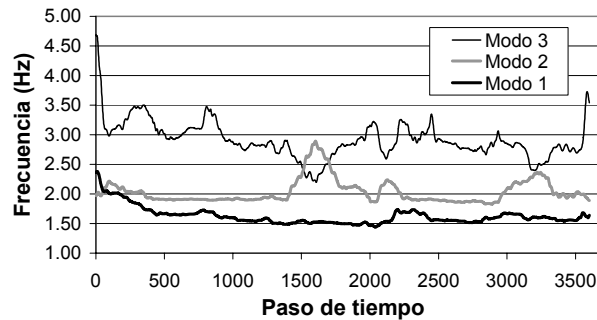


Figura. 60 Frecuencias modales instantáneas para puente V213P en la intensidad de desempeño 3

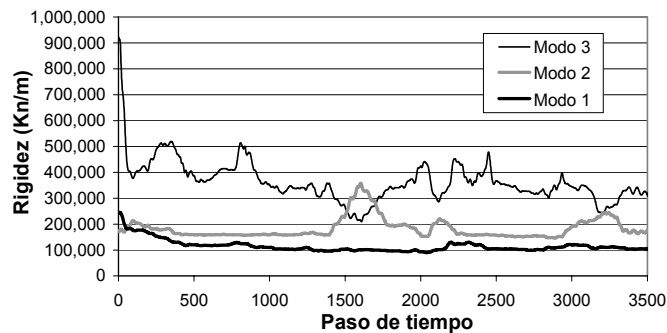


Figura. 61 Rigideces modales instantáneas para puente V213P en la intensidad de desempeño 3

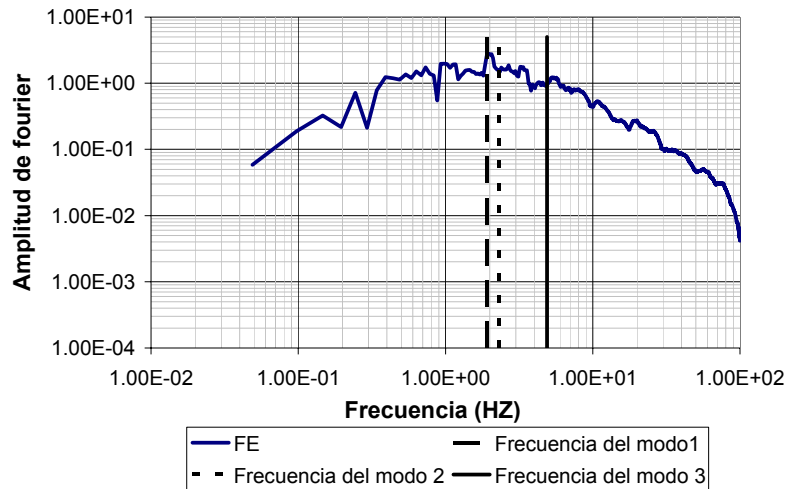


Figura 62. Espectro de amplitudes de Fourier de la excitación y frecuencias elásticas del puente V213P

En la Fig. 63 se muestra la variación de las proyecciones (formas) modales asociadas a los valores característicos obtenidos de la matriz de covarianzas de la respuesta de desplazamientos. Se observa que las amplitudes de las formas modales K-L no tienen la misma escala de valores que las formas modales obtenidas del análisis modal mostradas en las tablas 18 y 20. A fin de hacerlas comparables, se normalizaron los valores de las amplitudes de cada modo respecto a sus correspondientes de mayor amplitud. En la fig. 64, se comparan los valores de las formas modales normalizadas. Para el modo 1, fig. 64a, para el modo 2, fig. 64b y para el modo 3, fig. 64c. Se observa que las amplitudes relativas de las formas modales K-L al final de la respuesta son similares a las obtenidas de un análisis de valores característicos de la estructura en su estado dañado después de ser sometida a la señal 1 con la intensidad de desempeño 3, las cuales se muestran en la tabla 43.

Se observa en las figs. 59 y 61 que la variación de las frecuencias y rigideces modales instantáneas respectivamente, son similares y por lo tanto se espera poca variación en las masas modales entonces, para detectar el cambio en el orden de participación del primer y segundo modos se observará la variación de las formas modales de desplazamientos mostradas en la figura 63, ya que en la medida en que las formas modales instantáneas varíen en el transcurso de la respuesta, variarán sus periodos modales asociados

En la fig. 63 a se muestran las proyecciones modales correspondientes al modo 1 K-L. Se observa que a pesar de que hubo cambios en los valores iniciales de las amplitudes de cada una de las pilas, la forma modal fue similar al inicio y al final de la respuesta es decir, una forma modal de tipo traslacional como se muestra en la fig. 68 a y b en la cual se muestran las formas modales de la estructura en su estado elástico y/o semidañado y dañado respectivamente. De esta forma, el resultado que arroja esta técnica de análisis indica que al inicio y al final de la respuesta el modo de mayor participación (modo 1 K-L) tiene una forma modal de tipo traslacional (fig. 63a), su periodo asociado tiene un valor inicial aproximado de 0.43 s. (fig. 58) y un valor final aproximado de 0.65 s. (fig. 58). Los valores inicial y final del periodo asociado al modo 1K-L, son semejantes a los obtenidos del análisis modal de la estructura mostrados en las tablas 18 y 20 respectivamente, así el valor inicial del periodo del modo 1 K-L es semejante al periodo elástico del segundo modo y su valor final es semejante al periodo del primer modo obtenido de un análisis modal de la estructura en su estado dañado mostrado en la tabla 20. Se concluye entonces que el modo de mayor participación al inicio y al final de la respuesta, tiene una forma modal de tipo traslacional pero esta asociado a distintos periodos modales, lo cual indica la presencia de la condición de irregularidad descrita.

En las figs. 63 b y c se muestran las proyecciones modales correspondientes a los modos K-L 1 y 2 respectivamente. Se observa que las amplitudes de estas formas modales en cada una de las pilas presentan poca variación en sus valores salvo en el intervalo comprendido entre los pasos 1500 y 1700 donde se cruzan las amplitudes de las pilas 2 y 3 lo cual, como se mencionó, es congruente con un cambio en sus periodos modales asociados. De esta forma, el resultado obtenido del análisis K-L indica que al inicio y al final de la respuesta el segundo y tercer modos en orden de participación tienen una forma modal de tipo rotacional (figs. 63 b y c y figs. 68 a y b), que el periodo del modo 2 K-L tiene un valor inicial aproximado de 0.50 s. (fig. 58), y un valor final aproximado de 0.54 s. (fig. 58). Se observa que los valores inicial y final del periodo asociado al modo 2 K-L, son semejantes a los obtenidos del análisis modal mostrados en las tablas 18 y 20 respectivamente. De esta forma, el valor inicial del periodo del modo 2 K-L es semejante al periodo elástico del primer modo y su valor final es semejante al periodo del segundo modo obtenido de un análisis modal de la estructura en su estado dañado mostrado en la tabla 20. De forma similar al caso anterior, se concluye que el segundo modo en orden de participación, tiene una forma modal de tipo rotacional al inicio y al final de la respuesta, pero esta asociado a distintos periodos modales. Cabe hacer notar que los valores de los periodos obtenidos con el análisis K-L no necesariamente deben de ser iguales a los valores obtenidos de un análisis modal, ya que como se mencionó, es una técnica de análisis estadística y aproximada mediante la cual se obtienen las propiedades modales a partir de la respuesta de estructura a una acción sísmica determinada.

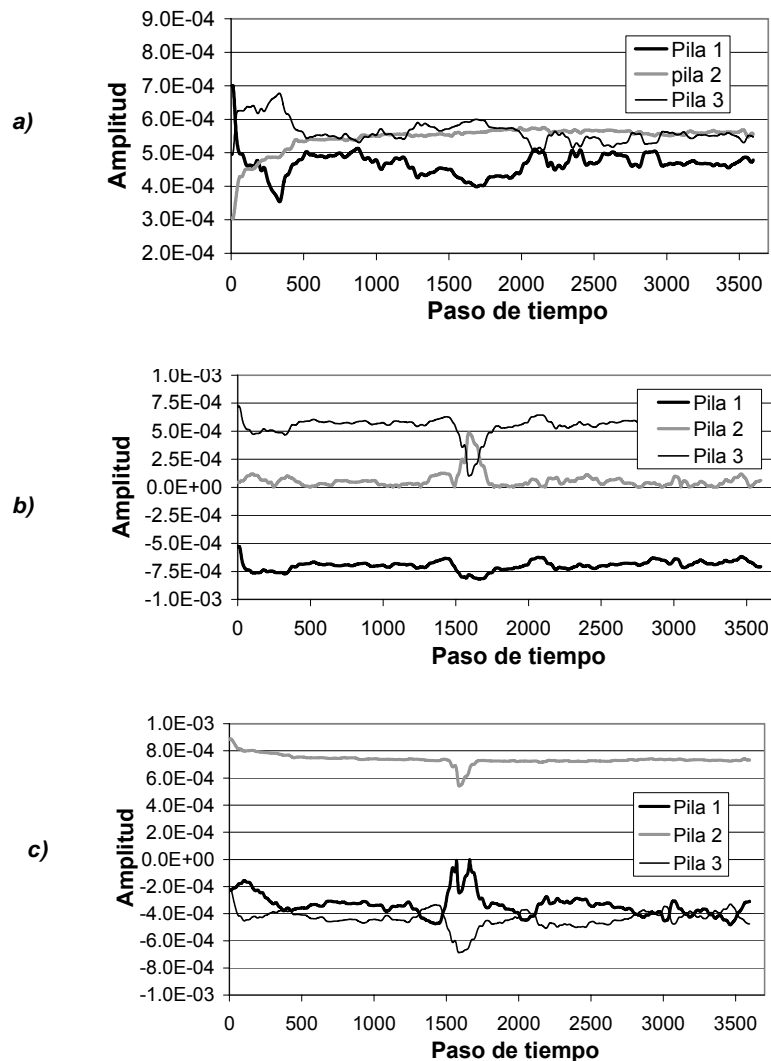


Figura 63. Proyecciones modales instantáneas de desplazamientos obtenidas del análisis K- L. a) modo 1, b) modo 2, c) modo 3

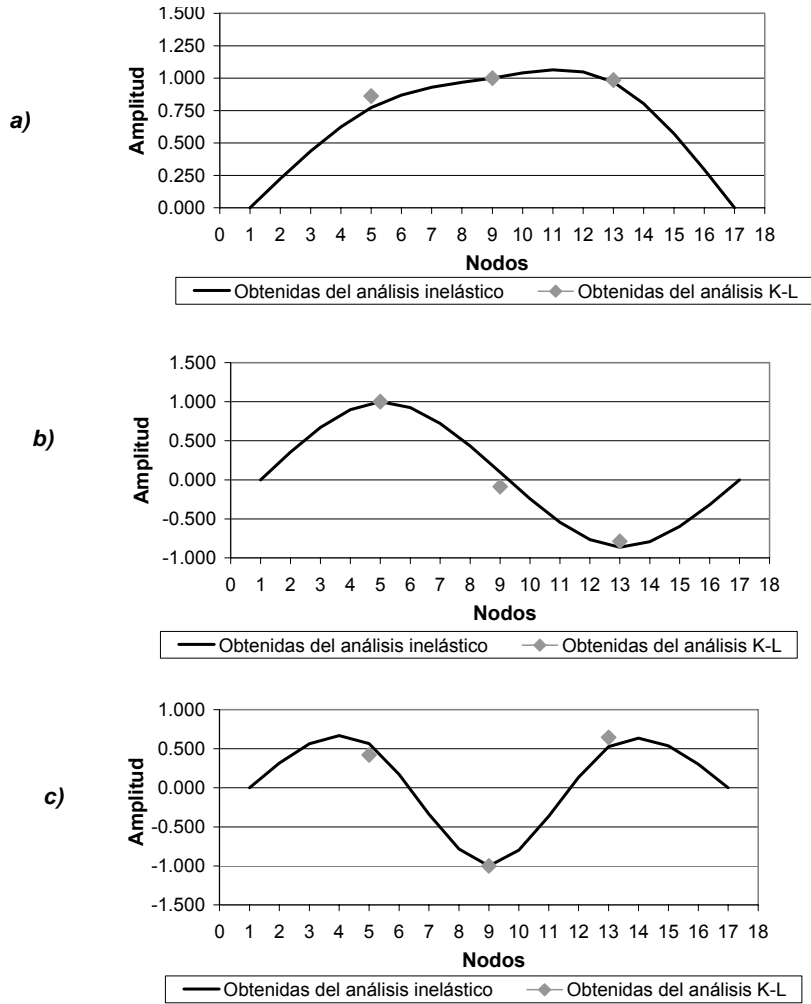
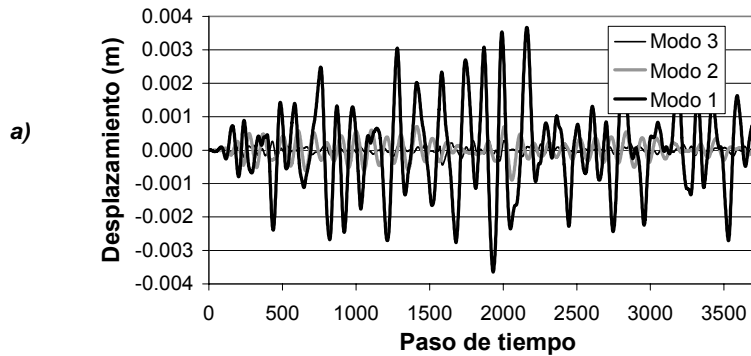


Figura 64. Formas modales normalizadas correspondientes al a) modo 1; b) modo 2 y c) modo 3.

En la fig. 65 se muestran las gráficas de desplazamientos y fuerzas modales obtenidas aplicando la ec.(40) a las matrices de respuestas de desplazamientos y fuerzas respectivamente. En esta figura se aprecia que el modo 1 K-L es el de mayor contribución a la respuesta total de la estructura.



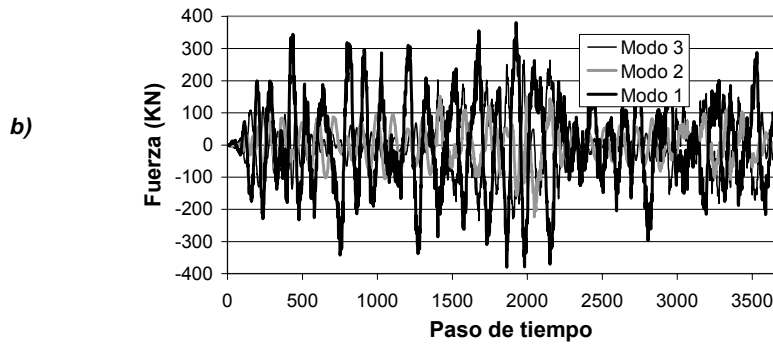


Figura 65. Respuestas modales instantáneas obtenidos del análisis K- L. a) desplazamiento; b) fuerza.

En la fig. 66 se muestran los ciclos de histéresis de los tres modos, se puede apreciar que estas gráficas dan una idea tanto de la magnitud de participación de los modos en la respuesta total como de la energía disipada por cada uno de ellos.

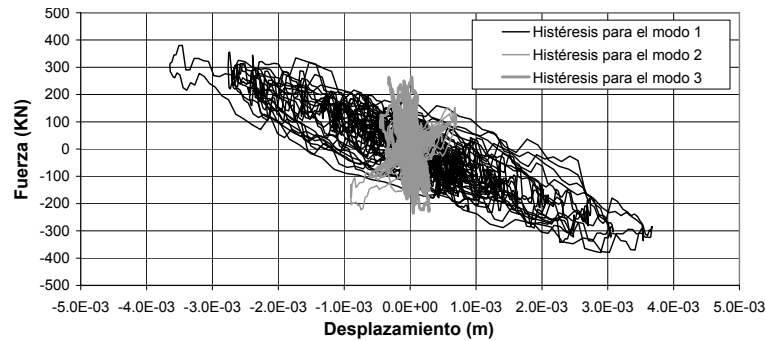


Figura 66. Histéresis modales obtenidas del análisis K-L, (Intensidad de desempeño 3)

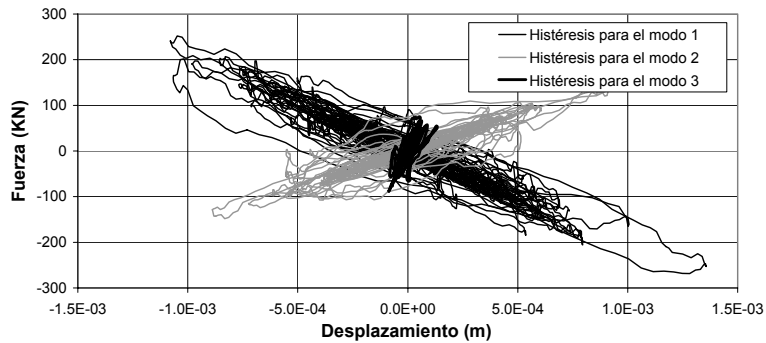


Figura 67. Histéresis modales obtenidas del análisis K-L, (Intensidad de desempeño 2)

En las figs. 66 y 67 se puede apreciar un aspecto importante en el comportamiento de puentes, y se refiere a que este tipo de estructuras al sufrir daño estructural durante la respuesta, todos los modos disipan energía y esta disipación es proporcional a sus factores de participación. Por ejemplo, en la fig. 67 se observa que cuando el puente no está muy dañado y los factores de participación de los modos 1 y 2 son semejantes (tabla 19), la disipación de energía de ambos modos es semejante. De forma similar, en la fig. 66 se puede apreciar que cuando el puente está muy dañado, la participación del modo 1 es

considerablemente mayor respecto a la de los modos 2 y 3 (tabla 20), y por lo tanto la energía disipada por este modo será mayor. Con base en estos resultados, se puede concluir que la hipótesis que hace el método de la estructura sustituta de múltiples grados de libertad para calcular el amortiguamiento histerético modal es aceptable solo cuando la participación de los diferentes modos de vibrar de un puente son similares. Para el caso del puente analizado en este ejemplo en la intensidad de desempeño 2, los valores de los amortiguamientos modales obtenidos por medio de esta hipótesis son aceptables para los modos 1 y 2, pero en la intensidad de desempeño 3 parecería más razonable asignar la disipación de energía solo al primer modo, sin embargo debido al procedimiento simplificado involucrado, esto no es posible.

5.4 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se puede observar que los resultados obtenidos en los puentes V123P y V232P al aplicar el método de evaluación propuesto son aceptables, es decir, se obtienen errores relativos menores al 10%. Sin embargo, para el puente V213P los errores son considerables en la mayoría de los casos. Para los tres tipos de puentes se observa que en general, se obtienen buenos resultados cuando la diferencia en valores de los periodos y factores de participación modal de la estructura dañada y la estructura sustituta no exceden de 0.15 s. y 2 unidades respectivamente.

Para el puente V213P se puede observar en las tablas 25, 30 y 40 donde se comparan las propiedades dinámicas de la estructura en su estado dañado correspondiente a la intensidad de desempeño 2 para la señales 2, 3 y 5, con las propiedades de sus correspondientes estructuras sustitutas, que las estructuras sustitutas “reportan” un cambio en el orden de participación de los modos 1 y 2. Se obtiene este resultado debido a que las propiedades de la estructura sustituta se definen en función de la mínima rigidez de las pilas obtenida a partir del máximo desplazamiento que alcanzaran cada una de ellas durante la respuesta es decir, no considera el hecho de que fluirán progresivamente cada una de las pilas, y este puente presenta el peculiar comportamiento que cuando alguna de sus pilas corta o mediana alcanza un estado de daño determinado, ocurre un cambio drástico en las propiedades dinámicas del puente lo que tiene como consecuencia un cambio en el orden de participación de sus dos primeros modos obtenidos de un análisis de valores característicos. De lo anterior se puede ver que la estructura sustituta, debido al peculiar comportamiento de este puente, sobrestima su desempeño para estas señales en la intensidad de desempeño 2.

El resultado anterior conduciría a que la distribución de los desplazamientos máximos absolutos obtenida del análisis no lineal fuera diferente a la obtenida de la estructura sustituta sin embargo, en la figs. 40, 45 y 55 se observa que ambas distribuciones son muy similares. Esto ocurre así porque las formas modales asociadas a los modos de mayor participación de ambas estructuras y los valores de sus factores de participación son similares. Por ejemplo, la forma modal asociada al segundo modo de la estructura dañada, el cual es el de mayor participación en la respuesta, es una forma modal de tipo traslacional al igual que la forma modal asociada al primer modo el cual es el de mayor participación en las estructuras sustitutas y para ambas estructuras, la forma modal asociada al segundo modo en orden de participación, es una forma modal de tipo rotacional como se puede apreciar en la fig. 68 a y b. La falta de aproximación en los resultados obtenidos con la estructura sustituta se debe entonces a que los valores de los factores de participación de los modos que más contribuyen a la respuesta y sus periodos asociados, exceden las diferencias mencionadas con respecto a los correspondientes de la estructura dañada.

Para las mismas señales en la intensidad de desempeño 3, se observa en las tablas 26, 31 y 41 que ya ocurrió el cambio en el orden de participación del primer y segundo modos de la estructura original, y este cambio lo asimilan sus respectivas estructuras sustitutas y a diferencia de lo que se presenta en la intensidad de desempeño 2, el primer y segundo modos tienen formas modales asociadas de traslación y rotación respectivamente en ambas estructuras como se muestra en la fig. 68 b.

De manera similar, la falta de aproximación en los resultados obtenidos con la estructura sustituta se debe a que los valores de los factores de participación de los modos que más contribuyen a la respuesta y sus periodos asociados, exceden las diferencias mencionadas con respecto a los correspondientes para la estructura dañada. Por ejemplo, los resultados presentados en las tablas 20 y 31 correspondientes a las señales 1 y 3 en la intensidad de desempeño 3, muestran una considerable diferencia entre los factores de participación de la estructura dañada y su estructura sustituta para el modo 2, siendo mayores para la estructura sustituta, lo cual se refleja en la influencia que tiene la forma modal de tipo rotacional correspondiente al segundo modo, en la distribución de desplazamientos máximos de la estructura sustituta mostrados en las figs. 36 y 46. Desafortunadamente esta tendencia no es general, ya que como se observa en las tablas 26 y 36 donde se muestran las propiedades de la estructura dañada y las de sus correspondientes estructuras sustitutas para las señales 2 y 4 en la intensidad de desempeño 3, que los factores de participación y periodos del primer y segundo modos son similares para ambas estructuras, sin embargo la distribución de desplazamientos mostradas en las figs. 41 y 51 son diferentes y los errores obtenidos son considerables.

Los resultados anteriores muestran que cuando se presenta la condición de irregularidad en puentes no es posible, en la mayoría de los casos, obtener estimaciones aceptables de los desplazamientos inelásticos máximos mediante el método de evaluación simplificado propuesto.

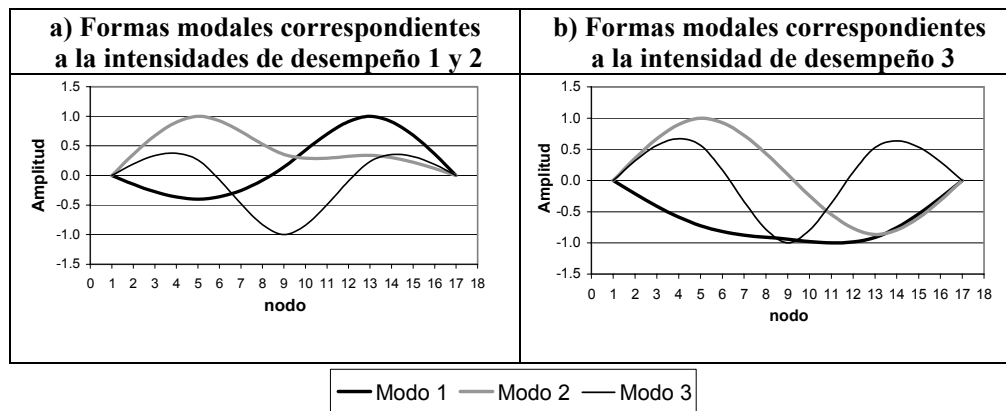


Figura 68. Formas modales correspondientes a las intensidades de desempeño 2 y 3 para el puente V213P

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el desempeño sísmico de tres puentes con diferente configuración geométrica ante la demanda sísmica de diseño, la cual está dada por el espectro de diseño del Eurocódigo 8 para suelo tipo B. Para validar el método de evaluación propuesto se compararon los resultados obtenidos con el método con los de análisis no lineales paso a paso para 5 registros sintéticos compatibles con el espectro de diseño usado. Se mostró que la media de los espectros de respuesta de estas señales es similar al espectro de diseño, por lo que las respuestas obtenidas del análisis no lineal serán comparables con las del método de evaluación.

El trabajo presentado muestra que la evaluación estructural realizada con el método propuesto proporciona resultados aceptables con un esfuerzo computacional limitado en tanto cuanto la estructura sea regular. Desafortunadamente, esta conclusión no se puede extender al caso de puentes irregulares, donde se muestra de manera particular, en los ejemplos de los puentes V213P, que cuando los modos con importancia en el desempeño estructural cambian de orden como una función de la intensidad sísmica no es posible obtener resultados aceptables. Debido a esto, los resultados obtenidos de la evaluación sísmica simplificada de un puente en el que se presente esta condición de irregularidad, deben de usarse con extrema cautela.

Se muestra además que el método propuesto puede captar el cambio en el orden de participación de los modos, ya que las propiedades dinámicas de estructura sustituta son similares a las de la estructura dañada en los niveles de desempeño considerados, lo cual tiene la ventaja adicional de que las respuestas se obtienen con valores más realistas de las propiedades dinámicas existentes en la estructura en las diferentes etapas de desempeño. Cabe señalar que la condición de irregularidad no puede ser detectada por métodos de evaluación que consideran la contribución de un solo modo cuyas propiedades no varían en el tiempo ya que como se observó, el modo de mayor participación en la etapa elástica, podría no serlo en las etapas de desempeño. Además en puentes la contribución de los modos superiores es importante.

El método propuesto se puede considerar como una versión mejorada de otros métodos actualmente en uso o en investigación por otros grupos de trabajo, ya que éste toma en cuenta la contribución de los modos superiores de vibrar y la naturaleza reversible de la acción sísmica a través del uso de análisis modales espectrales, y no la envolvente de fuerzas o desplazamientos, como lo hacen los métodos basados en resultados de análisis de carga lateral creciente.

Se muestra que la aplicación del presente método es más simple que la de otros métodos disponibles actualmente, ya que todos los cálculos involucrados se pueden obtener con programas de computadora comerciales. Además, se acepta que la aplicación de análisis modales espectrales con una regla de combinación para la evaluación de puentes, proporciona resultados correspondientes a los desempeños máximos esperados.

Existe una incertidumbre en el error que se genera en el cálculo las propiedades elásticas equivalentes de las pilas, ya que como se mencionó, las expresiones usadas fueron derivadas con base en un modelo histerético en el que las rigideces de las ramas de descarga son iguales a la rigidez inicial del oscilador. Esta consideración es muy diferente a la hecha por modelo histerético Q usado en éste trabajo, ya que en este modelo la rama de descarga tiene una pendiente igual a la elástica multiplicada por $(d_y/d_{max})^\alpha$ donde “ d_y ” es el desplazamiento de fluencia del oscilador y “ d_{max} ” es el desplazamiento máximo mayor en cualquiera de las dos direcciones y α es un parámetro de descarga que se tomó igual a 0.5. Esto implica que la rigidez de descarga será menor cuanto mayor sea el desplazamiento máximo alcanzado en cada ciclo, lo llevaría a una menor cantidad de energía disipada en cada ciclo.

Esto último podría tener alguna influencia en el hecho de que en varios ejemplos de aplicación, los desplazamientos inelásticos fueron mayores a los obtenidos por la estructura sustituta. De forma similar, tiene influencia sobre este mismo hecho el que se sobreestime el amortiguamiento hysterético modal cuando la participación de un modo es considerablemente mayor a la de los modos restantes.

La técnica de análisis propuesta basada en la expansión de Karhunen-loève puede usarse eficazmente para determinar la posible presentación de la condición de irregularidad descrita en este trabajo y entender con ciertas limitaciones las causas por las que se puede presentar, ya que obtiene las propiedades modales instantáneas directamente de la respuesta de un sistema estructural ante una acción sísmica dada.

6.2 RECOMENDACIONES

Se deben hacer más esfuerzos en investigaciones futuras para entender completamente por que ocurre esta pérdida de aproximación en los métodos simplificados cuando se presenta la condición de irregularidad descrita, y determinar para que configuraciones de puentes e intensidades sísmicas, el método propuesto es confiable sin tener que usar una respuesta no lineal del mismo.

Para la aplicación de métodos de evaluación ó diseño sísmico basados en sistemas elásticos equivalentes como el propuesto en este trabajo, es importante que se usen expresiones para el cálculo de las propiedades equivalentes que se deriven de parámetros similares a los que se presentan en los elementos del sistema estructural estudiado, como son: modelos matemáticos de comportamiento hysterético, parámetros de comportamiento inelástico de materiales, y también de parámetros similares tales como intensidades y características de las acciones sísmicas, tipos de suelo, entre otros ya que una estimación adecuada de sus rigideces y características de disipación de energía en sus estados dañados conducirán a que la estructura sustituta represente mejor las propiedades dinámicas y de disipación de energía existentes en la estructura dañada en un nivel de desempeño dado.

Además todas las expresiones propuestas para el cálculo de las propiedades equivalentes se han derivado para un oscilador de un grado de libertad, sin embargo se debe de tener presente bajo que condiciones un elemento ó un sistema estructural se puede idealizar como tal y en caso de ser así, contemplar posibles modificaciones a dichas expresiones.

7 REFERENCIAS

- Alba F., Ayala G. y Bento R. (2005), "Evaluación del desempeño sísmico de marcos planos regulares e irregulares en elevación", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F., México, artículo V-07.
- ATC (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC-40 Report, Applied Technology Council, Volume 1, Redwood City, California, E.U.A.
- Ayala G., Paulotto, C., Niño M. y Taucer, F. (2006) "Evaluation of Iterative DBD procedures for bridges", Deliverable EUR, European Laboratory for Structural Assessment, IPSC, Joint Research Centre, European Commission, Ispra, Italia.
- Aydinoğlu M.N. (2003) "An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 3-36.
- Calvi G.M. y Kingsley G.R. (1995), "Displacement-based seismic design of multi-degree of freedom bridge structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1247-1266.
- Cassarotti C., Pinho R. y Calvi G.M. (2006), "An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza, Artículo 511.
- CEN (2003), "Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings", prEN 1998-1, Commission of the European Communities, Bruselas, Bélgica.
- Chopra A.K. y Goel R.K. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 561-582.
- De Rue G.M. (1998) "Non-linear Static Procedure Analysis of 3D Structures for Design Applications". , University of New York en Buffalo, E.U.A.
- Dwairi H.M. (2004), "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design with Applications to Multi-Span Bridges", Tesis Doctoral, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina University, Raleigh, N.C., E.U.A.
- Fajfar P. y Fischinger M. (1987), "Non linear seismic analysis of RC buildings: implication of a case study", European Earthquake Engineering, Vol.1, pp. 31-43.
- Fajfar P. y Fischinger M. (1989), "N2-A method for nonlinear seismic non linear analysis of regular buildings", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japón, Vol. 1, pp. 111-116.
- Fajfar P. y Gašperšič P. (1998), "A simplified non linear method for seismic evaluation of RC buildings", Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Oakland California.E.U.A.
- FEMA (1997a), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. E.U.A.
- FEMA (1997b), "NEHRP Commentary of the guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. E.U.A.

- FEMA (2005) "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA. E.U.A.
- Freeman S.A. (1978), "Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion," Publication SP-55, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp. 589- 605.
- Gulkan P. y Sozen M.A. (1974), "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions;" Proceedings of the ACI, Vol. 71, No. 12, pp. 604-610
- Gupta B, y Kunnath S.K. (2000), "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake Spectra", Vol. 16, pp. 367-392.
- Gutiérrez E. y Zaldívar J.M. (2000), "The application of Karhunen Lohève, or principal component analysis method, to study the non-linear seismic response of structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol 29, pp. 1261-1286.
- Guyader C. y Iwan W.D. (2006), "Determining equivalent linear parameters for use in a capacity spectrum method of analysis", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 1, pp. 59-67.
- Isaković T. y Fischinger M. (2005), "Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, pp. 95-114.
- Jacobsen L.S. (1960), "Damping in composite structures", Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japón, Vol. 2, pp. 1029-1044.
- Kowalsky M.J. (2002), "A displacement-based approach for the seismic design of continuous bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 719-747.
- Paret T.F., Sasaki K.K., Eilbeck D.H. y Freeman S.A. (1996), "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México, Artículo 966.
- Paulay T. (1997), "Seismic torsional effects of ductile structural wall systems", Journal of Earthquake Engineering, Vol.1, No. 4, pp. 721-745.
- Pinto, A.V., Verzelletti, G., Negro, P., Guedes, J. (1995) Cyclic testing of a squat bridge-pier – Report EUR 16247 EN, Joint Research Center, European Commission, Ispra, Italia.
- Pinto, A.V., Verzelletti, G., Pegon, P., Magonette, G., Negro, P., Guedes, J. (1996) Pseudo-dynamic testing of large-scale R/C bridges - Report EUR 16378 EN, Joint Research Center, European Commission, Ispra, Italia.
- Prakash V., Powell G.H. y Campbell S. (1993), "DRAIN 2DX program description and user guide, version 1.10, Department of civil Engineering, University of California, Berkeley. E.U.A.
- Priestley M.J.N. y Park R. (1987), "Strength and ductility of R.C. bridge column under seismic loading", Structural Journal, ACI, Vol. 84, No.1, pp. 285-336.
- Priestley M.J.N. y Kowalsky M.J. (1998), "Aspects of drifts and ductility capacity of rectangular cantilever structural wall", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 3 No. 2, pp. 73-85.
- Priestley M.J.N. (1998), "Briefs comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design", Bulletin of the New Zealand National society for Earthquake Engineering, Vol. 3 No. 4, pp. 426-259.
- Priestley M.J.N. (2000), "Performance Based Seismic Design", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Artículo 2831.

- Priestley M.J.N. (2003), "Myths and fallacies in Earthquake Engineering revisited", The Mallet Milne lecture, IUSS PRESS, Pavia, Italia.
- Requena M. y Ayala A.G. (2000), "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ., Artículo 2109.
- Riddell R. y Newmark N.M. (1979), "Statistical analysis of the response of non linear systems subjected to earthquakes", Technical report, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign. E.U.A.
- Rosenblueth E. y Herrera I. (1964), "On a Kind of Hysteretic Damping", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, pp. 37-48.
- Ruiz García J.y Miranda E. (2004), "Inelastic displacements ratio for design of structures built on soft soil sites", Journal of Structural Engineering, Vol. 130 No. 12, pp. 2051-2061.
- Ruiz García J.y Miranda E. (2006), "Inelastic displacements ratio for evaluation of structures built on soft soil sites", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, No. 4.
- Saiidi M. y Sozen M.A. (1981), "Simple non linear seismic analysis of RC structures", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 107, pp. 937-952.
- Shibata A. y Sozen M.A. (1976), "Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C". Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 102, No. ST1., pp. 1-18.
- Smith R.S.H. y Tso W.K. (2002), "Inconsistency of Force-Based Design procedure", JSEE, Vol. 4 No. 1, pp. 47-54.
- Sozen M.A. y García L.E. (2002), "Substitute structure example", CE571- Earthquake Engineering, spring 2002, Purdue University. E.U.A.
- Veletsos A.S. y Newmark N.M. (1960), "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japón, Vol. 2, pp. 895-912.