

REVISIÓN DE LOS FUNDAMENTOS DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA PUENTES

Patricio Zapata¹, Vinicio Suárez²

¹ Profesional en formación de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, Loja-Ecuador, ypzapata@utpl.edu.ec,

² Director de la Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas de la UTPL. vasuarez@utpl.edu.ec (07) 2570275 ext 2929

Los métodos de diseño sismorresistente basados en desplazamientos han ganado popularidad en el diseño de edificios y puentes ya que presentan varias ventajas sobre los métodos tradicionales basados en fuerzas. La principal diferencia entre los métodos basados en desplazamientos y los basados en fuerzas radica en que los primeros utilizan desplazamiento como medida de la demanda sísmica y también como indicador del nivel de daño, tomando ventaja de que el daño se correlaciona mejor con los desplazamientos que con las fuerzas. Aunque en términos generales, los métodos basados en desplazamientos han demostrado su superioridad frente a aquellos basados en fuerzas, es necesario diferenciar a los métodos basados en desplazamientos en función de las hipótesis sobre el comportamiento estructural en los que estos se basan. Una diferencia fundamental entre los métodos basados en desplazamientos radica en las metodologías utilizadas que permiten que la respuesta no-lineal de las estructuras sea considerada como lineal en el proceso de diseño. Métodos como los propuestos por Caltrans, FEMA y AASHTO utilizan modelos que relacionan en forma directa los desplazamientos inelásticos con los desplazamientos elásticos del sistema equivalente usado en diseño, mientras que métodos como el Espectro de Capacidad (ATC-40) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos utilizan sistemas equivalentes con periodo alargado y amortiguamiento equivalente. En esta investigación se comparan los efectos en el diseño sismorresistente causados por el uso de los distintos modelos que permiten la linearización de la respuesta de puentes y edificios de hormigón armado. Las fortalezas y debilidades de cada método son identificadas y se concluye que el uso de amortiguamiento equivalente resulta conveniente debido a la disponibilidad de distintos modelos que consideran la respuesta histórica de varios sistemas estructurales.

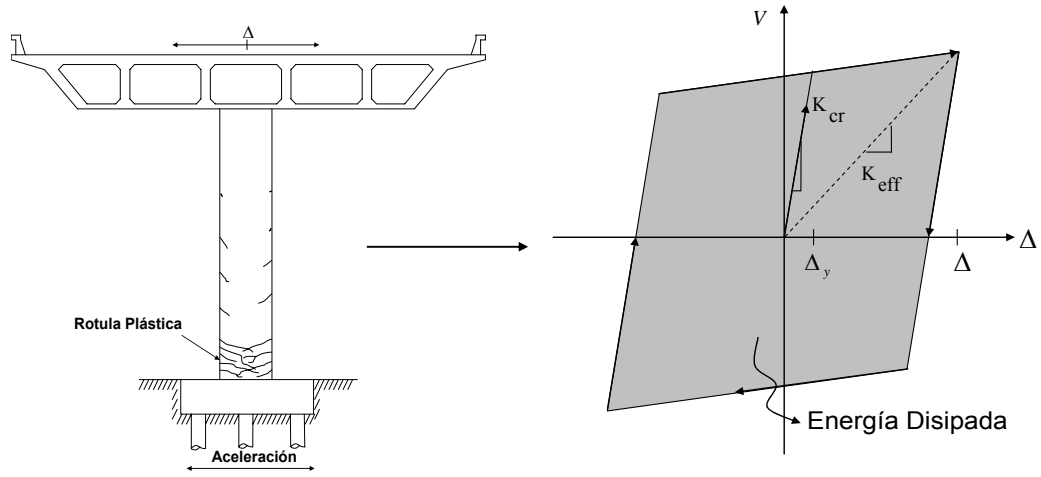
1. INTRODUCCIÓN

Idealmente, las estructuras sismorresistentes son diseñadas con una configuración simple, tal que su comportamiento pueda ser modelado y analizado fácilmente, aspirando que la disipación de la energía tome lugar en partes bien definidas de la estructura.

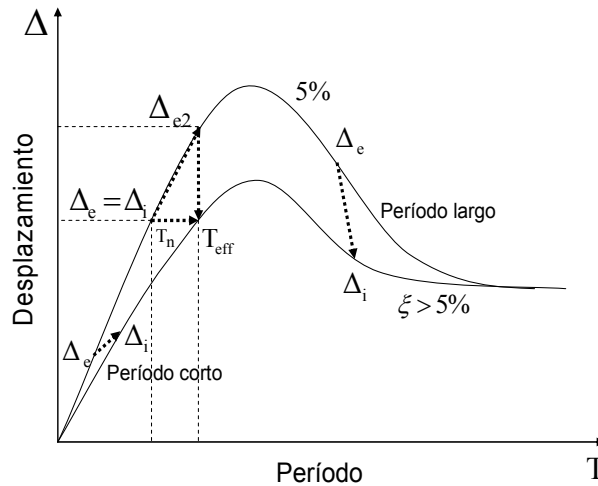
El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) ha ganado notable popularidad en la última década, esto por las muchas ventajas que ha mostrado ante el diseño convencional, “el Diseño Basado en Fuerzas”(DBF). La diferencia primordial entre los métodos DBD y DBF), es que el primero utiliza desplazamientos como una medida de la demanda sísmica y también como un indicador del daño. El DBD toma ventaja, del simple hecho de que los desplazamientos se correlacionan mejor con el daño que con las fuerzas. Sin embargo, es necesario diferenciar entre los procedimientos de DBD, algunas hipótesis sobre el comportamiento estructural en la que éstos se basan. En esta investigación algunas teorías de apoyo para el DBD se presentan, cubriendo algunos temas como:

- Linearización de la respuesta inelástica de sistemas de Un Grado de Libertad (UGL).
- Análisis comparativo de los métodos de linearización usados en DBD.
- Revisión de los métodos existentes de DBD.

El objetivo principal de esta investigación es revisar las hipótesis en la que están basados algunos métodos de DBD.



(a)



(b)

Figura 1. Efectos del movimiento sísmico en sistemas inelásticos de un grado de libertad

2. LINEARIZACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA DE SISTEMAS DE UGL

Cuando una estructura bajo excitación sísmica se desplaza más allá de su límite elástico, su respuesta máxima es influenciada por dos fenómenos: la degradación de la rigidez y la disipación de energía tal como se muestra en la Fig. (1.a). La degradación de la rigidez es causada por la fluencia de las secciones en la estructura y su efecto primario es el incremento de la demanda de desplazamiento debido al alargamiento del período fundamental. Al contrario, el comportamiento histerético que resulta de la formación de rótulas plásticas, representa la disipación de energía, de tal manera, que cuando ésta aumenta, existe también un incremento del amortiguamiento, lo que hace que la demanda de desplazamiento disminuya. Estos efectos pueden visualizarse para diferentes regiones del espectro de diseño de desplazamiento en la Fig. (1.b). Si un sistema de UGL con período inicial T_n es considerado elástico (5% de amortiguamiento), este responde con un desplazamiento máximo elástico Δ_e , pero si una resistencia menor a la requerida para comportamiento elástico es considerada, la fluencia ocurre, seguida por el alargamiento del período T_{eff} el cual tiende a incrementar la demanda de desplazamiento Δ_{e2} , sin embargo este efecto es contrarrestado por el incremento del amortiguamiento debido a la disipación de energía, de tal manera que la demanda de desplazamiento disminuye. Como resultado de la disminución del desplazamiento, causado por el incremento del amortiguamiento, el efecto de alargamiento del período es contrarrestado. En una cierta parte del espectro, Δ_e y Δ_i coinciden, esto significa que el efecto de alargamiento del período es completamente contrarrestado por el incremento del amortiguamiento, esta observación ha resultado de la regla de los “desplazamientos iguales”, Newmark and Hall (1973), de sistemas elastoplásticos de UGL. Para sistemas de UGL con períodos cortos, el efecto del período es mayor que el efecto del amortiguamiento, el cual resulta en un incremento de la demanda de desplazamiento Δ_i y ocurre lo contrario para sistemas de UGL con períodos largos de vibración.

Para propósitos de diseño, el daño sísmico es usualmente presentado en forma de espectro elástico, por lo que es conveniente, sustituir el sistema inelástico real de UGL por un elástico, uno tal, que alcance el mismo desplazamiento máximo del sistema inelástico. Existen dos métodos ampliamente conocidos, para linearizar sistemas inelásticos de UGL, (Miranda 1993). Un primer método es el llamado “Método del Coeficiente para Desplazamiento”, este método hace, que el sistema inelástico sea reemplazado por un sistema elástico, con el mismo nivel de amortiguamiento elástico y período fundamental elástico. La respuesta máxima del sistema sustituto (sistema elástico) es entonces modificada, mediante la aplicación de un coeficiente C para encontrar un desplazamiento tal, que corresponda al desplazamiento del sistema inelástico. El coeficiente C ha sido ampliamente estudiado (Miranda, 1993; AASTHO, 2006; FEMA 440; Caltrans, 2004), de donde han resultando, expresiones tales como las que se muestran a continuación en la Tabla 1.

Tabla 1. Varias ecuaciones de coeficientes para desplazamiento

Origen	Modelo	Aplicable a:
COEFICIENTE C FEMA 440	$C = C_1 C_2$ ec. (1)	SISTEMAS CON DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ
	$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2}$ $T_{eff} < 1$ ec. (2)	
	$C_1 = 1$ $T_{eff} > 1$	
	$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_n} \right)^2$ $T_{eff} < 0.7$ ec. (3)	
	$C_2 = 1$ $T_{eff} > 0.7$	
CALTRANS	C = 1	PUENTES
AASHTO 2006	$C = \left(1 - \frac{1}{R} \right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{R} \geq 1$ $\frac{T^*}{T} \geq 1$ ec. (4)	PUENTES
	$C = 1$ $\frac{T^*}{T} \leq 1$	

El modelo propuesto por FEMA 440 (2005), determina el coeficiente para desplazamiento, mediante el producto de dos coeficientes C_1 y C_2 (ec.1). Donde, el coeficiente C_1 relaciona los desplazamientos de sistemas elásto-plásticos para los desplazamientos de sistemas elásticos con el mismo período fundamental T_n y amortiguamiento de 5%. El coeficiente C_2 es un factor de corrección para diferentes respuestas de sistemas con degradación histerética de rigidez. En la ec. (2) y ec. (3), R es un

factor de reducción de fuerza, T_n es el período fundamental y la constante a es un valor que depende del tipo de suelo. Caltrans (2004) recomienda el uso de la aproximación de los “desplazamientos iguales”, aunque se ha reconocido que esta regla no es conservadora para estructuras con períodos cortos. AASHTO (2006) en su nueva guía sísmica, presenta un coeficiente para desplazamiento que es determinado como una función del período fundamental, factor de reducción de fuerza y período T^* tal como se muestra en la ec. (4).

El segundo método de linearización, es el llamado “Linearización Equivalente”. En este método, el sistema inelástico de UGL es substituido por un sistema elástico con período alargado efectivo y amortiguamiento viscoso efectivo que es mayor al 5% (Shibata y Sozen, 1976). La Tabla 2, muestra varios modelos de linearización equivalente aplicables a sistemas en puentes, cada uno de los modelos están en función de la demanda de ductilidad de desplazamiento μ . Donde, ξ_{eff} es el amortiguamiento efectivo del sistema, ξ_v es el amortiguamiento en el rango elástico, α es la razón entre la segunda y primera pendiente de la respuesta fuerza-deformación, los coeficientes a, b, c, d y A, B, C, D, G, H, I, J dependen del modelo hysterético. Una representación gráfica de los dos métodos de linearización se presenta en la Fig. 2.

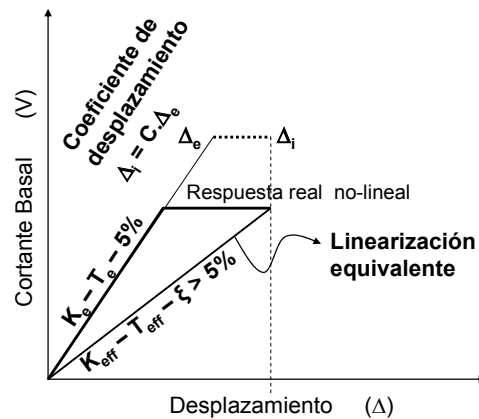


Figura 2. Modelos de linearización

Tabla 2. Varios modelos de linearización equivalente.

Origen	Modelo	Aplicable a:
BLANDON	$\xi_{eff} = \frac{a}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T_{eff} + c)^d} \right) \cdot \frac{1}{N}$ $T_{eff} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}}$ <p style="text-align: right;">ec. (5)</p>	COLUMNAS EN PUENTES
DWAIRI	$\xi_{eff} = \xi_v + C_{ST} \left(\frac{\mu - 1}{\pi\mu} \right) \%$ $C_{ST} = 50 + 40(1 - T_{eff}), T_{eff} < 1$ $C_{ST} = 50, T_{eff} > 1$ <p style="text-align: right;">ec. (6)</p>	COLUMNAS EN PUENTES
SEÁREZ	$\xi_{eff} = \xi_v \mu^{-0.376} + \xi_{hyst}$ <p style="text-align: right;">ec. (7)</p>	PILAS CON PILOTES
FEMA(440)	<p>Para $1 < \mu < 4$:</p> $\xi_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \xi_v$ <p style="text-align: right;">ec. (8)</p> $T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_0$ <p style="text-align: right;">ec. (9)</p> <p>Para $4 \leq \mu \leq 6.5$:</p> $\xi_{eff} = C + D(\mu - 1) + \xi_v$ <p style="text-align: right;">ec. (10)</p>	SISTEMAS CON DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

	$T_{\text{eff}} = [1 + J(\mu - 1) + 1]T_0$	ec. (11)	
ATC-40	$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + K \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu(1 + \alpha\mu - \alpha)}$	ec. (12)	SISTEMAS CON COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TIPO B
	$T_{\text{eff}} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}}$		

Los modelos de la Tabla 2, permiten la linearización de la respuesta de sistemas de UGL usando una combinación de período efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo ξ_{eff} . El método de ATC-40 (1996), utiliza el área de la histéresis, como un indicador del amortiguamiento efectivo (Jacobsen, 1930). Recientemente, un trabajo realizado por Dwairi (2004), muestra que cuando se utiliza el período efectivo el cual está basado en una rigidez secante para respuesta máxima, el amortiguamiento efectivo es sobreestimado comparado con el obtenido mediante la aproximación basada en el área de la histéresis. Por lo tanto, Dwairi ha obtenido un amortiguamiento histerético, para combinarlo con la rigidez secante en desplazamiento máximo, de tal manera que el amortiguamiento efectivo resultante para un sistema inelástico de UGL se aproxima al obtenido mediante un Análisis No-Lineal de Historia en el Tiempo (ANHT). Una aproximación similar ha sido desarrollada por Blandon (2004) y Suárez (2006) para obtener modelos de amortiguamiento efectivo que puedan usarse en el diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, 2000). En el 2005, FEMA publicó el documento FEMA-440 (2005), este propone un nuevo modelo de linearización equivalente (ec. 8 y ec.10), en este modelo, el amortiguamiento efectivo esta relacionado a un período efectivo (ec.9 y ec.11) respectivamente, basado en la rigidez el cual no es secante para respuesta máxima, de acuerdo con FEMA el uso de tal definición de período reduce la variabilidad en la determinación del amortiguamiento.

3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DE LINEARIZACIÓN USADOS EN DBD

El método del coeficiente para desplazamiento y el de linearización equivalente, los cuales fueron discutidos en la sección anterior, permiten la substitución de un sistema inelástico por un sistema elástico, el cual debe tener la misma respuesta máxima del sistema inelástico. Aunque ambos procedimientos persiguen el mismo objetivo, éstos muestran diferentes fundamentos:

a) La respuesta máxima de un sistema inelástico de UGL obtenida mediante un ANHT, depende de varios factores, tal como el modelo histerético, modelo de amortiguamiento y datos sísmicos. Los modelos de amortiguamiento equivalente como los que se muestran en Tabla 2, cuyo propósito es representar la capacidad de disipación de energía de un sistema para diferentes comportamientos histeréticos, con la excepción de ATC-40 y FEMA-440, estos modelos están basados en una hipótesis, de que el amortiguamiento proporcional a la rigidez tangencial es más apropiado que el amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial para modelar el amortiguamiento viscoso de un sistema inelástico (Priestley y Grant 2004). Por otro lado, los métodos de coeficientes para desplazamiento, permiten la estimación directa de la demanda inelástica, considerando los efectos de período alargado y amortiguamiento incrementado. A diferencia de los modelos de amortiguamiento efectivo y con la excepción de FEMA-440, los modelos de coeficientes para desplazamiento han sido típicamente desarrollados para sistemas con respuesta elásto-plástica solamente, considerando el uso de un amortiguamiento viscoso proporcional a la rigidez inicial.

b) El método del coeficiente para desplazamiento, el cual esta basado en propiedades de sistema inicial (sistema elástico), puede usarse en procedimientos de DBD, como el criterio de diseño sísmico de Caltrans, Caltrans (2004), la nueva guía sísmica de AASHTO o el método del coeficiente para desplazamiento de FEMA-356 (2000), donde la rigidez y período de la estructura es determinada al comienzo del proceso. Por el contrario, el método de linearización equivalente, es más apropiado para procedimientos tal como el DDBD, Priestley (2000), donde el período, rigidez y resistencia son el resultado del diseño

Mediante una comparación cuantitativa de los métodos: el coeficiente para desplazamiento y el de linearización equivalente, un coeficiente para desplazamiento C puede obtenerse de un modelo de

amortiguamiento equivalente para un espectro de respuesta de aceleración dado según el IBC (2000), representado en la Fig. 3. Por lo tanto basándose en su definición, se tiene que:

$$C = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} \quad \text{ec. (13)}$$

Donde Δ_i es el desplazamiento inelástico y Δ_e es el desplazamiento elástico de dos sistemas de UGL, teniendo el desplazamiento elástico el mismo período fundamental T_n y 5% de amortiguamiento viscoso. En el método de linearización equivalente, el desplazamiento inelástico de un sistema de UGL es encontrado en términos de período efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo ξ_{eff} , de la forma como se muestra a continuación:

$$\Delta_i(T_{\text{eff}}) = \Delta_e(T_{\text{eff}}) \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (14)}$$

En esta ecuación, el desplazamiento elástico de un sistema de UGL con período efectivo es reducido basándose en un factor de modificación del Eurocode (1998), que cuenta con el amortiguamiento efectivo del sistema. Reemplazando la ec. (14) en ec. (13), donde C es obtenido como la razón de desplazamiento elástico para período inicial y efectivo con un factor de reducción de amortiguamiento:

$$C = \frac{\Delta_e(T_{\text{eff}})}{\Delta_e(T_n)} \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (15)}$$

De acuerdo al espectro de respuesta de aceleración de la Fig. 3, la ec. (15) puede simplificarse para tres casos:

a) Cuando $T_o < T_n < T_s$ y $T_o < T_{\text{eff}} < T_s$

$$\Delta_e = \frac{S_{DS} T^2}{4\pi^2} \quad (T < T_s) \quad \text{ec. (16)}$$

$$C = \frac{T_{\text{eff}}^2}{T_n^2} \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (17)}$$

b) Cuando $T_o < T_n < T_s$ y $T_{\text{eff}} > T_s$

$$\Delta_e = \frac{S_{DI} T}{4\pi^2} \quad (T > T_s) \quad \text{ec. (18)}$$

$$C = \frac{T_s T_{\text{eff}}}{T_n^2} \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (19)}$$

c) Cuando $T_n > T_s$ y $T_{\text{eff}} > T_s$

$$C = \frac{T_{\text{eff}}}{T_n} \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (20)}$$

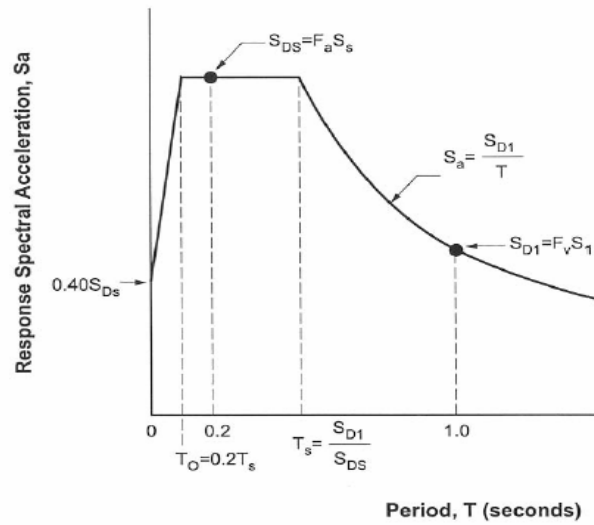


Figura 3. Espectro de respuesta de aceleración, IBC (2000)

Basándose en la ec. (15), C ha sido obtenido para un sistema de UGL, con período $T_n \geq 1$ seg para los modelos lineales equivalentes presentados en la Tabla 2. Los resultados se muestran en la Fig. 5 para diferentes niveles de ductilidad de desplazamiento. La Fig. 4, también muestra por comparación los modelos de coeficientes para desplazamiento presentados en la Tabla 1.

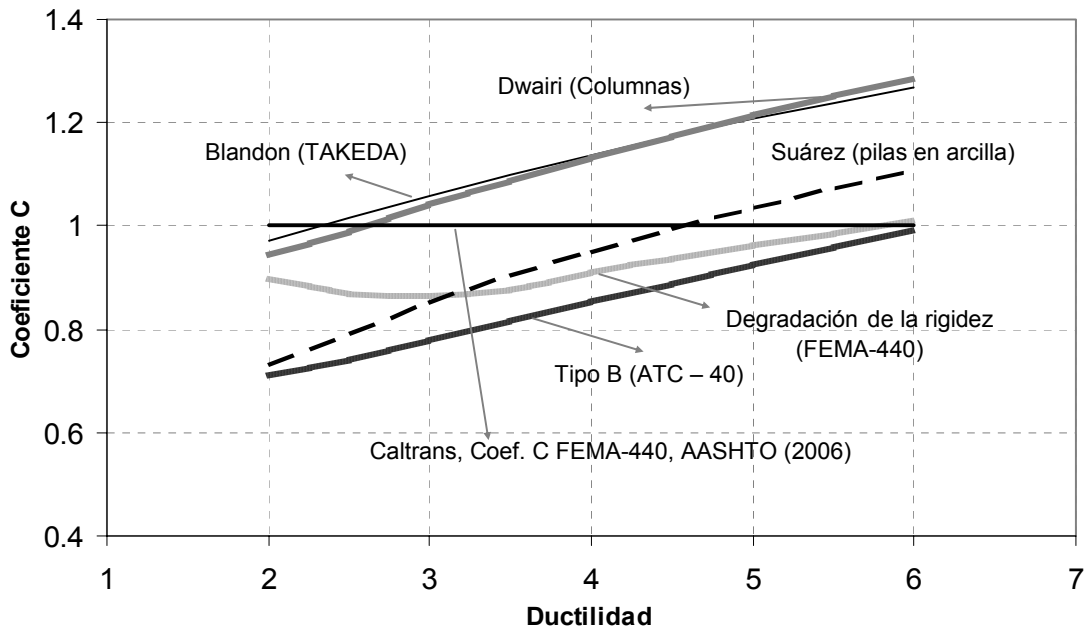


Figura 4. Modelos de Linearización equivalente convertidos a modelos de coeficientes para desplazamiento.

Realizando un procedimiento inverso y también por comparación, Los modelos de coeficientes para desplazamiento de la Tabla 1, han sido convertidos a modelos de amortiguamiento efectivo, para sistemas con $T_n \geq 1$ seg cuyos resultados se muestran en la Fig. 5.

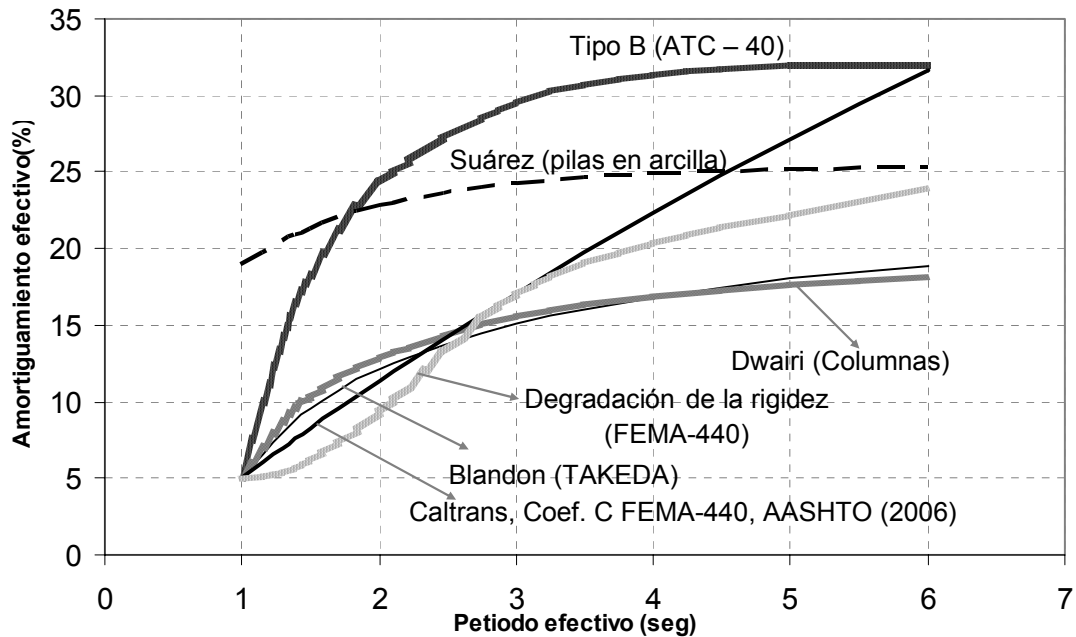


Figura 5. Modelos de coeficientes para desplazamiento convertidos a modelos lineales equivalentes

4. REVISIÓN DE LOS MÉTODOS EXISTENTES DE DBD

4.1. Criterio de Diseño Sísmico de Caltrans

El Criterio de diseño sísmico de Caltrans (2004) fue cambiado al diseño basado en desplazamientos en 1999 y consolidado por las recomendaciones del ATC-32 (American Technology Council). El criterio de diseño sísmico es actualmente usado para el diseño de puentes comunes en el estado de California.

El criterio de diseño sísmico es un procedimiento iterativo, en el cual, la resistencia lateral del sistema es asumida al inicio del proceso. Entonces, por medio del análisis de la demanda de desplazamiento y verificación de la capacidad de desplazamiento, es confirmado que el puente con una resistencia asumida tiene un desempeño aceptable, de lo contrario, la resistencia es revisada y el proceso es repetido.

4.2. AASHTO 2006: Guía recomendada por LRFD para el diseño sísmico de puentes en carreteras.

La normativa de AASHTO (2006), reconoce la variabilidad del daño sísmico dentro del territorio de United States, como también la especificación de diferentes categorías de diseño sísmico. Para la categoría A ningún diseño es requerido, para categorías B, C y D un análisis de la demanda y verificación de la capacidad es requerida, este es un concepto similar al procedimiento de criterio de diseño sísmico por Caltrans, descrito en la sección anterior. Dependiendo de la regularidad del puente, el análisis de la demanda podría desarrollarse con el método de carga uniforme para puentes regulares, mientras que el análisis modal espectral puede usarse para todos los puentes. La verificación de la capacidad puede darse

implícitamente usando ecuaciones para una categoría de diseño sísmico tipo B y por medio de un análisis pushover para categorías tipo C y D. Como en el criterio de diseño sísmico por Caltrans y con la excepción de la categoría sísmica tipo A, la guía de AASHTO 2006 requiere el uso de principios de diseño por capacidad para el detallamiento de las secciones de la subestructura y elementos protegidos.

4.3. Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El método de diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, 2000) puede usarse para el diseño de columnas en puentes, Kowalsky et al. (1995), pilas y pilotes pre-barrenados en subestructuras (Suárez y Kowalsky, 2006) y edificios de concreto (SEAOC, 2003; Priestley y Kowalsky, 2000).

El DDBD, usa el método de linearización equivalente, el cual fue descrito en las secciones anteriores. El procedimiento requiere la definición de un desplazamiento de diseño, rigidez y resistencia requerida, de tal manera, que el desplazamiento de diseño no sea excedido por los desplazamientos que se producen ante una agresión sísmica. Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

- 1) Dimensionamiento inicial de la subestructura del puente.
- 2) Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en la curvatura o límites de ductilidad (Dwairi y Kowalsky, 2006).
- 3) Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño (Dwairi et al, 2005; Suárez, 2006). Ver Fig. 5.
- 4) Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando espectros de diseño de desplazamientos.

5. EJEMPLO DE DISEÑO.

Con el fin de comparar, la aplicación del criterio de diseño sísmico por Caltrans y el DDBD, una columna de puente es diseñada siguiendo las dos metodologías (coeficiente para desplazamiento y linearización equivalente). El modelo de amortiguamiento efectivo de Dwairi (para DDBD) y el coeficiente para desplazamiento basado en Dwairi (por Caltrans) serán utilizados.

La columna del puente (Fig. 6) empotrada en la base, consta de un peso $W = 2000\text{kN}$ concentrado en la parte superior de la columna, proveniente del peso de la superestructura del puente. La altura de la columna es $L = 5\text{ m}$, con un diámetro $D = 1\text{ m}$. Las propiedades del material son $f'c = 21\text{ MPa}$ y $f_y = 420\text{ MPa}$ y modulo de elasticidad del concreto $E = 21538.11\text{ MPa}$. Una demanda de ductilidad de desplazamiento $\mu = 3$ es considerada como el objetivo de desempeño. Las características de sitio para representar el daño sísmico (Fig. 3) fueron: $PGA = 0.4g$, $F_a = 1$, $F_v = 1.3$, para suelo tipo C. Mediante este ejemplo, se demostrará que la demanda de desplazamiento inelástico Δ_i , obtenido con un coeficiente C (Fig. 4), es el mismo como el obtenido con amortiguamiento efectivo (Fig. 5).

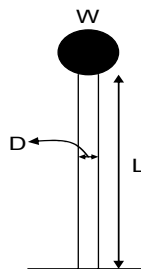


Fig. 6 Columna de puente

5.1. Aplicación del DDBD.

Como mencionado anteriormente, el DDBD parte de un desplazamiento de diseño o desplazamiento inelástico, para obtener como resultado, una resistencia requerida para la columna del puente. El procedimiento de cálculo se describe a continuación:

a. Objetivo de desempeño: $\mu = 3$

b. Con el valor de ductilidad $\mu = 3$, se obtiene el valor del amortiguamiento efectivo ξ_{eff} (Fig. 5), interpolando el modelo correspondiente de Dwairi, el amortiguamiento correspondiente es:

$$\xi_{\text{eff}} = 15.6\%$$

c. El desplazamiento de diseño o inelástico Δ_i , se lo puede determinar en función de la ductilidad μ y desplazamiento de fluencia Δ_y (ec. 21), este desplazamiento relaciona la curvatura de fluencia con la altura de la columna. Priestley (2000), aproxima esta curvatura mediante la ecuación (22) :

$$\Delta_D = \mu \Delta_y \quad \text{ec. (21)}$$

$$\phi_y = 2.25 \varepsilon / D \quad \text{ec. (22)}$$

Donde ε , es la deformación del acero (f_y/E_s), E_s es el módulo de elasticidad del acero. Con estas definiciones, se determina el desplazamiento inelástico:

$$\phi_y = 2.25 \varepsilon / D = 2.25(0.002)/1\text{m} = 0.0045 \text{ 1/m}$$

$$\Delta_y = \phi_y H^2 / 3 = (0.0045)(5^2) / 3 = 0.038 \text{ m}$$

$$\Delta_i = \mu \Delta_y = 3(0.038) = 0.114 \text{ m}$$

d. El método de DDBD utiliza el período efectivo T_{eff} para respuesta máxima, por lo tanto, al espectro de la Fig. 2, lo convertimos en un espectro de desplazamientos, multiplicando las aceleraciones espectrales por un factor de modificación ec. (23), el cual involucra el amortiguamiento efectivo del sistema (literal a.). Por lo tanto, la Fig. 7 queda definida para un $\xi_{\text{eff}} = 15.6\%$, entrando a la gráfica con $\Delta_i = 0.114 \text{ m}$ se puede obtener el T_{eff} correspondiente para el sistema:

$$\text{Factor} = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eff}}}} \quad \text{ec. (23)}$$

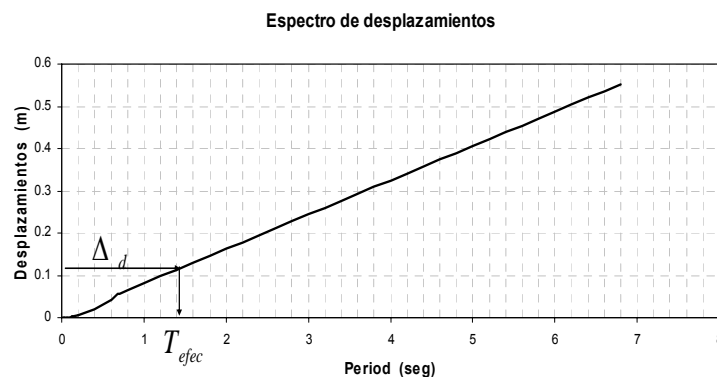


Figura 7. Espectro de desplazamientos para 15.6% de amortiguamiento

$$T_{\text{eff}} = 1.4 \text{ seg}$$

e. Determinado T_{eff} se puede encontrar la rigidez efectiva del sistema o columna K_{eff} , a partir de este valor se obtiene la resistencia en máxima respuesta para la columna de puente.

$$K_{\text{eff}} = 4\pi^2 m_{\text{eff}} / T_{\text{eff}}^2 = 4\pi^2(2000/9.81)/(1.4)^2 = 4106.43 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{basal}} = \Delta_D K_{\text{eff}} = (0.114\text{m})(4106.43) = 451.71 \text{ KN}$$

De esta manera, queda determinada la resistencia requerida de la columna del puente con rigidez efectiva en máximo desplazamiento $\Delta_i = 0.114 \text{ m}$.

5.2. Aplicación del criterio de diseño sísmico de Caltrans.

El procedimiento por Caltrans en si, es un procedimiento iterativo, donde se parte de una resistencia asumida, para encontrar la demanda de desplazamiento de diseño o inelástico, en cambio, lo contrario sucede con el procedimiento del DDBD, donde se parte de un desplazamiento de diseño para encontrar una resistencia requerida para diseño. Como una primera iteración, el procedimiento por Caltrans se describe a continuación.

a. Para el procedimiento por Caltrans, se toma los mismos datos para la columna del puente y daño sísmico, que se considero en el DDBD.

b. Como punto de partida se asume una resistencia inicial de momento (M_y). De acuerdo con el diagrama de momento-curvatura (Fig. 8), se puede obtener la inercia agrietada I_{cr} , con este valor, se determina la rigidez inicial de la columna del puente. La curvatura de fluencia se la determina con la ec. (22)

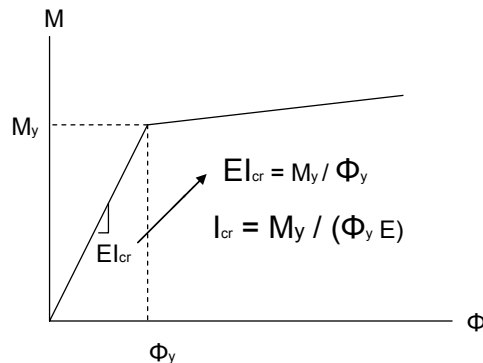


Figura 8. Diagrama momento - curvatura

$$M_y = 1500 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{resistencia asumida}$$

$$I_{\text{cr}} = M_y / \phi_y E = (1500) / (0.0045)(21538.11 \cdot 1000) = 0.01548 \text{ m}^4$$

$$K_{\text{cr}} = 3EI_{\text{cr}} / L^3 = 3(21538.11 \cdot 1000)(0.01548) / (5)^3 = 8001.84 \text{ kN/m}$$

d. El período fundamental T_n , esta en función de la rigidez K_{cr} . Por lo tanto

$$T_n = 2\pi(W/gK_{\text{cr}})^{1/2} = 2\pi(2000/(9.81)(8001.84))^{1/2} = 1 \text{ seg}$$

e. La demanda de desplazamiento elástico Δ_e se puede obtener del espectro de desplazamientos elásticos (con 5% de amortiguamiento), obtenido de la misma manera, como se describe en el literal d) de la aplicación del DDBD, el espectro se muestra en la Fig. 9. Entrando a la grafica, con el período T_n podemos obtener el desplazamiento elástico Δ_e :

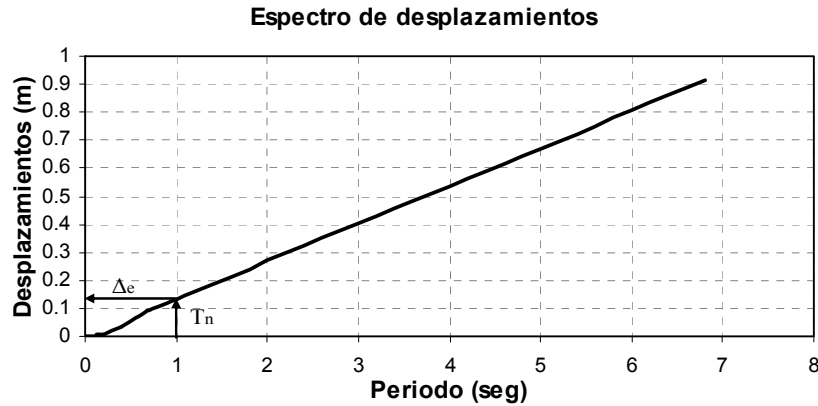


Figura 9. Espectro de desplazamientos con 5% de amortiguamiento

$$\Delta_e = 0.13 \text{ m}$$

f. Con el Δ_e obtenido, se puede determinar la demanda de desplazamiento o de diseño Δ_i . Por lo tanto, como este procedimiento utiliza la metodología del coeficiente para desplazamiento, de la Fig. 4, se obtiene el coeficiente para desplazamiento $C = 1.04$, basado en el modelo de Dwairi para una ductilidad $\mu = 3$, por consiguiente se tiene:

$$\Delta_i = C\Delta_e = 1.04 (0.13) = 0.14\text{m}$$

g. Para chequear el desplazamiento de diseño Δ_i , se determina la capacidad de desplazamiento Δ_C de la columna, donde se debe cumplir $\Delta_i < \Delta_C$

$$\Delta_y = \phi_y H^2 / 3 = (0.0045)(5^2) / 3 = 0.038 \text{ m}$$

$$\Delta_C = \mu \Delta_y = 3(0.038) = 0.114 \text{ m}$$

Por lo que se tiene que: $0.14\text{m} > 0.114\text{m}$

Por lo tanto, el desplazamiento de diseño Δ_i , sobrepasa la capacidad de desplazamiento que tiene la columna del puente. Para obtener el desplazamiento Δ_i óptimo, hacemos otra iteración, imponiéndonos un nuevo valor de resistencia (M_y), siguiendo el mismo procedimiento de la primera iteración.

Nueva iteración

a. Para evitar muchas iteraciones, se adoptará una resistencia, según la obtenida en el literal e) de la aplicación del DDBD. Por lo que, la resistencia sería para este procedimiento la siguiente:

$$M_y = V_{\text{basal}}(L) = 451.71 \text{ kN} (5 \text{ m}) = 2258.55 \text{ kN.m}$$

c. Determinación de la inercia agrietada y rigidez inicial de la columna.

$$I_{cr} = M_y / \phi_y E = 0.02330 \text{ m}^4$$

$$K_{cr} = 3EI_{cr} / L^3 = 12044.11 \text{ kN/m}$$

d. Cálculo del periodo inicial T_{ini} .

$$T_n = 2\pi(W/gK_{cr})^{1/2} = 0.82 \text{ seg}$$

e. Con $T_n = 0.82$ seg, se entra con este valor en la Fig. 9 y se lee el valor de Δ_e

$$\Delta_e = 0.11 \text{ m}$$

f. Como ya se conoce el valor de C , cuyo valor se obtuvo de la Fig. 4 para un valor de $\mu = 3$ según el modelo de Dwairi, el desplazamiento de diseño es:

$$\Delta_i = C\Delta_e = 1.04 (0.11) = 0.114 \text{ m}$$

g. Para chequear la demanda de desplazamiento Δ_i , se compara el nuevo valor de Δ_i obtenido del paso anterior con el valor de Δ_C . por consiguiente, se tiene que:

$$\begin{aligned} \Delta_i &= \Delta_C \\ 0.114 \text{ m} &= 0.114 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el Valor de Δ_i es igual a Δ_C . Esto significa que el desplazamiento obtenido, es un desplazamiento ideal, es decir, la columna ante una respuesta inelástica, alcanzará el valor de capacidad máximo de desplazamiento que tiene la columna.

Comparando el desplazamiento de diseño Δ_i , que se obtuvo de ambas metodologías: el coeficiente para desplazamiento (Caltrans) y el de linearización equivalente (DDBD), indistintamente se obtiene el mismo valor de demanda de desplazamiento. Claro esta, que para ambas metodologías, se debe usar un solo modelo, como por ejemplo, el uso del modelo de Dwairi para ambas metodologías. Los valores de las demandas de desplazamiento se resumen a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Caltrans} &\Rightarrow \Delta_i = 0.114 \text{ m} \\ \text{DDBD} &\Rightarrow \Delta_i = 0.114 \text{ m} \end{aligned}$$

6. CONCLUSIONES.

Se han evaluado las hipótesis que fundamentan los métodos DBD alcanzado las siguientes conclusiones:

1. Los métodos de coeficientes de desplazamiento y el de linearización equivalente, son igualmente validos para linearizar la respuesta de sistemas inelásticos. Cualquier diferencia en el resultado de la aplicación de los métodos se debe al uso de las expresiones empíricas utilizadas en ambos casos (Tablas 1 y 2)
2. Los modelos de coeficiente de desplazamiento pueden transformarse en modelos de amortiguamiento equivalente o viceversa sin perjuicio de afectar a los resultados de su aplicación.
3. Aparentemente y en virtud de lo que se observa en Figs. 4 y 5, los modelos de amortiguamiento equivalente capturan con mayor "resolución" la respuesta de los distintos modelos histereticos.
4. Los modelos de amortiguamiento aplicables a puentes convencionales (Dwairi y Blandon) son muy similares. El modelo de amortiguamiento de FEMA 440, también aplicable a puentes, no puede compararse con los otros modelos debido a que en este caso el amortiguamiento esta relacionado a un periodo efectivo diferente al que utilizan Blandon y Dwairi
5. En Fig. 5 se observa que la regla de iguales desplazamientos ($C=1$) conlleva a valores mayores de amortiguamiento que Blandon y Dwairi para ductilidades menores a 2.5, lo inverso ocurre para valores mayores de ductilidad.
6. En Fig. 5 se observa al comparar con el modelo de Suarez, que la regla de iguales desplazamiento no considera el amortiguamiento que proviene del suelo en el caso de puentes con cimentaciones profundas.

7. REFERENCIAS.

AASHTO (2006), "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges", Highway Subcommittee on Bridge and Structures.

ATC-40 (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Volume 1.

Blandon C. A. (2004), "Equivalent Viscous Damping for Direct Displacement Based Design", A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, European School of Advanced Studies Reduction of Seismic Risk.

Caltrans (2004), "Seismic Design Criteria", Version 1.3.

Dwairi and Kowalsky (2006), "Inelastic Displacement Patterns in Support of Direct Displacement-Based Design for Continuous Bridge Structures", Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina State University, Campus – Box 7908, Raleigh, NC-27695, USA.

Dwairi H. M. (2004), "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement – Based Design with Applications to Multi-Span Bridges", civil, construction, and environmental engineering, Raleigh North Carolina.

Eurocode (1998), "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures".

FEMA-356 (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Reston, Virginia.

FEMA-440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065.

IBC (2003), "International Building Code", ISBN # 1-892395-79-7 (e-document).

Jacobsen L.S. (1930), "Steady Forced Vibrations as Influenced by Damping", ASME Transactione, **52**(1): 169-181.

Miranda E. (1993), "Site Dependent Strength – reduction factor", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12.

Newmark and Hall (1973), "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant design", Built. Res. Series No. 46m Nat. Bureau of Standard, U. S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., 209 - 236.

Priestley (2000), "Performance Based Seismic Design", 12th World Conference Structural Engineering, Priestley M. J. and Grant D. N (2004), "Viscous Damping in Seismic Design and analysis". European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Via Ferrata, 27100 Pavia, Italy

Priestley M. J. N. and Kowalsky M. J. (2000), "Direct displacement-Based Design of Concrete Building", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, No. 4, University of California, San Diego.

SEAOC (2003), "Revised Interim Guidelines Performance-Based Seismic Engineering / Force-Displacement Approach for Performance-Based Seismic Engineering". Blue Book.

Shibata and Sozen (1976), Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete". Jour. tr. Div. ASCE, 102, 6.

Suárez V. A. (2006), "Implementación del Diseño por Desplazamientos para Puentes en el Ecuador", Unidad de Ingeniería civil, Geología y Minas, UTPL.

Suárez V. A. y Kowalsky M. J. (2006), "Seismic Design of Drilled Shaft Bents including Soil Structure Interaction", Published in Journal of Earthquake Engineering", Imperial Collage Press.