SEGURIDAD
SECRETARÍA DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN CIUDADANA

CENAPRED
CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

SISTEMA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

ESTUDIO PRELIMINAR SOBRE LA EVALUACIÓN DEL NIVEL DE RIESGO EN LAS PROPUESTAS DE LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Víctor Simón Vargas Ortega

Oscar López Bátiz

Dirección de Investigación

Subdirección de Riesgos Estructurales

Febrero de 2020

CONTENIDO

RESUMEN 3
INTRODUCCIÓN 3
OBJETIVO 4
DISEÑO SÍSMICO 5
SIMULACION DE ESTRUCTURASBY RESGISTROS SÍSMICOS 5
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO 6
FUNCIÓN DE CONFIABILIDAD 7
PROBABILIDAD DE FALLA 9
INCERTIDUMBRE EPISTÉMICA 9
RESULTADOS 13
CONCLUSIONES 35
REFERENCIAS 36

RESUMEN

De manera exploratoria se presentan las diversas funciones de confiabilidad que se pueden plantear para diferentes configuraciones de estructuras de concreto reforzado diseñadas, de manera convencional, utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México, ante diferentes valores de resistencia lateral. El procedimiento utilizado para la obtención de las funciones de confiabilidad se basó en un indicador que toma en cuenta, a través de la respuesta global, la pérdida de rigidez.

Las funciones de confiabilidad obtenidas, pueden resultar de gran utilidad para la formulación de diseños de estructuras de concreto reforzado, para un valor prestablecido de confiabilidad en función de la resistencia lateral y de la relación de esbeltez; también, permitirán conocer sobre el parámetro de riesgo, o nivel del mismo, en las edificaciones de concreto reforzado diseñadas con diferentes reglamentos y normas de construcción.

INTRODUCCIÓN

Los códigos de diseño sísmico han sido elaborados y revisados principalmente después de la ocurrencia de eventos sísmicos previos, por lo que los niveles de confiabilidad no están claramente definidos, como lo alude en su trabajo Wen (1995). Los códigos de diseño sísmico establecen factores de resistencia lateral que están basados en la zona en donde se desea construir la estructura, con el propósito de lograr niveles de seguridad adecuados y aceptables; sin embargo, dentro de las especificaciones de los mismos códigos de diseño, no se proporciona con claridad ni transparencia el nivel de confiabilidad y, por lo tanto, de riesgos que eso conlleva.

El cálculo de la confiabilidad de las estructuras se basa en la definición de un índice del mismo nombre, generalmente representado por la letra griega beta, el cual depende de la respuesta global de la estructura ante la acción de un fenómeno perturbador, en este caso sismo. En trabajos previos, el índice de confiabilidad dependía de la capacidad de deformación, el cual se determinaba con base en suposiciones arbitrarias sustentadas en la experiencia de los miembros de los comités normativos, por ejemplo. Con el propósito de evitar dichas suposiciones, y además con la finalidad de conocer con certeza el nivel de riesgo que implica el uso de un reglamento y/o norma de construcción, se propone hacer uso de un indicador de daño que toma en cuenta la reducción de la rigidez inicial del sistema debido a la acción cíclica reversible de los sismos, además del comportamiento no lineal propio de la mayoría de los materiales.

La definición de un indicador que permita identificar y calificar la condición final de un sistema estructural, comparado con la condición que guardaba en su estado inicial, después del impacto de un sismo, se acepta que es un indicador de la salud de la estructura; ese mismo parámetro, se utiliza para estimar las funciones de confiabilidad de las estructuras.

El indicador que se menciona, y que es revisado en este trabajo, es el que presentan Esteva e Ismael (2004), denominado como Índice de Reducción de Rigidez Secante (IRRS), el cual logra comprender valores entre 0 (ausencia de daño estructural) y 1.0 (falla total del sistema estructural, generalmente denominado como colapso). El IRRS se determina como se muestra en la siguiente expresión:

$$IRRS = 1 - \frac{Ks}{K_0} \qquad 1$$

En donde K_0 es la rigidez inicial del sistema, definida por la pendiente que relaciona al cortante en la base contra el desplazamiento en el extremo superior de la estructura, y Ks es el valor de la rigidez en el instante en el que se presenta el máximo absoluto del desplazamiento del extremo superior del sistema durante la respuesta sísmica.

El IRRS, al igual que los diferentes índices de daño, como se menciona en párrafos anteriores, comprende valores entre 0 (sin daño) y 1.0 (colapso); valores con los que puede establecerse una relación de índices de riesgo, siendo el presente estudio una incursión preliminar sobre el tema.

OBJETIVO

Comparar los índices de confiabilidad (β) de estructuras de concreto reforzado construidas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México, diseñadas de manera convencional con diferentes resistencias laterales (diferentes valores de coeficiente sísmico (c)).

Debido a que la metodología contenida en el código de diseño sísmico actual no incluye implícitamente el nivel de confiabilidad que logran los sistemas estructurales de concreto reforzado, lo cual resulta ser una limitante importante para lograr un mejor comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico severo, además de resultar una limitante para identificar el nivel de riesgo; en este trabajo se propone una metodología que permita establecer en el diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado niveles de confiabilidad específicos, tomando en cuenta factores relevantes y comúnmente empleados

en los procesos de diseño, como son el coeficiente sísmico para diseño (c) y la relación de esbeltez.

DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico es el proceso creativo que realiza el ingeniero diseñador con base en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RC CDMX), así la acción sísmica a la que estará sujeta y a la mejor la estructuración como lo sugieren las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC DS 2004), y para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC DCEC 2004).

Debido a que la estructura estará sujeta a experimentar alguna falla ante de la acción de un sismo severo, hace necesario evaluar la confiabilidad estructural a través de un indicador de daño basado en la respuesta global del análisis dinámico no lineal y de la medida de la intensidad.

Para establecer criterios de diseño basados en niveles de confiabilidad prestablecidos, es necesario contar con funciones de confiabilidad de estructuras diseñadas con diferentes resistencias laterales y estimar el nivel de confiabilidad β asociada a una intensidad y periodo de retorno específico, además de considerar las incertidumbres epistémicas debidas a las omisiones se debe de contar con una intensidad asociada a un periodo de retorno

Para obtener los sistemas estructurales con diferentes resistencias laterales, fue necesario escalar las ordenadas espectrales del espectro de diseño dispuesto en el Apéndice A de las NTC DS 2004, y así obtener diferentes valores de coeficiente sísmico (c=0.86, c=1.2 y c=1.56).

De acuerdo con las NTC DS 2004 el factor de comportamiento sísmico (Q) que se utilizó para los sistemas estructurales conformados a base de marcos (trabes y columnas) fue de Q=4, y para las estructuras conocidas como duales (trabes, columnas y muros) de Q=3. Los diseños cumplen con los requisitos impuestos del valor permisible para la distorsión máxima de 0.030 para los sistemas estructurales formados por marcos y de 0.015 para los sistemas duales.

SIMULACIÓN DE ESTRUCTURAS Y REGISTROS SÍSMICOS

Para estimar las funciones de confiabilidad es necesario contar con una muestra representativa de estructuras simuladas sobre las propiedades de mecánicas del sistema estructura (secciones geométricas de los elementos estructurales, propiedades mecánicas de los materiales, cuantía del acero longitudinal y transversal), condiciones de cargas (carga viva y carga muerta).

Lo anterior se logra utilizando la metodología propuesta por Alamilla (2001), la cual opera bajo los criterios de simulación de Monte Carlo.

Además de contar con una muestra de estructuras simuladas, es necesario también disponer de una muestra de registros de aceleración con las características de los sismos que pudieran presentarse en la zona de estudio. Debido a la falta de registros reales de gran magnitud, se recurre a la obtención de registros sintéticos para valores propuestos de magnitud y distancia de la fuente al sitio de interés; se propuso hacer uso de la metodología propuesta por Ismael y Esteva (2006), la cual de manera resumida hace uso de los registros disponibles del sitio de interés y desarrollar la ecuación generalizada de atenuación dependiente de la distancia que será usada para establecer el factor de escalamiento que se aplicará a los registros existentes para transformarlos a los correspondientes a una distancia de la fuente de interés, antes de ser adoptadas como funciones de convencionales de Green.

El tamaño de la muestra de estructuras simuladas para cada diseño y de registros fue de 400 estructuras simuladas.

Cada uno de los registros, obtenidos con el procedimiento sugerido, se escaló para lograr intensidades que permitan generar un comportamiento no lineal a la estructura simulada.

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASÓ A PASO

El análisis dinámico no lineal paso a paso, es empleado como una herramienta para conocer el comportamiento de las estructuras ante la acción de sismos, para lo cual es importante conocer los modelos que regulan el comportamiento de los elementos estructurales que conforman al modelo matemático del sistema estructural.

En este trabajo para realizar análisis dinámico no lineal paso a paso en el plano, por lo que se utilizó el programa IDARC-2D (2009), ante la familia de sismos obtenidos con la metodología de Ismael y Esteva (2006).

Para el análisis se consideraron las hipótesis que se indican:

- Por las características en planta y la distribución de los elementos estructurales, todos los sistemas estructurales se consideran regulares, por lo que se supone no hay efectos de torsión en la respuesta de las estructuras.
- Los efectos P-Δ son considerados en la realización de los análisis no lineales.

- Como se muestra en la figura 1, para la realización de los el análisis no lineales y tomar en cuenta de manera representativa el efecto del muro en la respuesta global, se consideraron dos marcos planos conectados por medio de una serie de vigas infinitamente rígidas axialmente y biarticuladas en sus extremos.

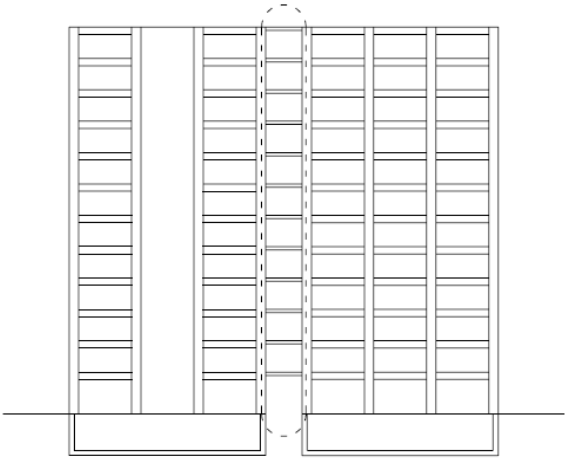


Figura 1 Marcos planos acoplados con una serie de vigas con rigidez axial muy grande y nula a flexión

FUNCIÓN DE CONFIABILIDAD

Se entiende por confiabilidad de un sistema estructural a la probabilidad de que la estructura en cuestión no falle al sobrepasar el estado límite preestablecido bajo la acción de sismos severos. La forma de evaluar la confiabilidad es a través del índice β.de confiabilidad propuesto por Cornell (1969), el cual se define a partir del margen de seguridad, es decir:

$$\beta(y) = \frac{\mu_z(y)}{\sigma_z(y)} \qquad 2$$

En donde $\mu_Z(y)$ y $\sigma_Z(y)$ son respectivamente el valor medio y la desviación estándar del margen de seguridad, el cual se define como la relación entre la capacidad y la demanda.

Estimar la confiabilidad en términos de capacidad, ha resultado ser impráctico ya que la determinación de la capacidad está basada en criterios subjetivos; y en ocasiones no resultaba ser simple y una forma de eliminar dicha subjetividad es la de utilizar criterio de carácter cuantitativo de la relación el indicador de daño IRRS.

La metodología empleada para la estimación de la función de confiabilidad presenta Díaz y Esteva (2009), la cual utiliza la pareja de valores del IRRS y la medida de la intensidad (y). El valor de la medida de la intensidad corresponde a la ordenada de aceleración asociada al periodo estructural, la cual se logra de los espectros de aceleración construidos de los registros de aceleración utilizados en el análisis dinámico no lineal paso a paso.

Durante el desarrollo del trabajo se observó que para poder comparar las diferentes funciones de confiabilidad para un mismo sistema estructural diseñado con diferentes resistencias laterales, se asumió que el valor de las ordenadas de aceleración, para este trabajo, corresponden al periodo estructural Te=2.0 s.

La metodología empleada para estimar las funciones de confiabilidad es la que desarrollo Díaz y Esteva (2009), la cual resulta de una alternativa adicional a las presentadas por Esteva y Díaz (2006), Alamilla (2001) y Alamilla y Esteva (2006), define al margen de seguridad como el logaritmo natural de la relación del valor de la mínima intensidad de colapso (Yc) entre el valor de la intensidad que actúa en el sistema (y), es decir:

$$Z = \ln \frac{Y_c}{y} \qquad 3$$

Por lo anterior las funciones de confiabilidad β, se estima de la siguiente forma:

$$\beta(y) = \frac{E(\ln Y_c) - \ln y}{\sigma(\ln Y_c)} \qquad 4$$

En donde E(Ln Yc) y σ(Ln Yc) son el valor esperado y la desviación estándar correspondientes al valor de la mínima intensidad de colapso del sistema estructural en razón, y es el valor de a la ordenada de la intensidad asociada a un periodo estructural seleccionado.

Para el cálculo de los momentos estadísticos del margen de seguridad (valor esperado y desviación estándar) en términos del IRRS = d, se utilizó las ecuaciones 5 y 6:

$$E\big(Z(d)\big) = a_m + b_m d + c_m e^{\frac{c_m}{|c_m|}d} \qquad 5$$

$$\sigma^2\big(Z(d)\big) = a_v e^{b_v(1-d)^2} \qquad 6$$

Siendo a_m, b_m, c_m, a_v y b_v parámetros que ajustan a los momentos estadísticos.

Debido a que la muestra de valores incluye valores del IRRS iguales a 1.0, los valores de los parámetros que definen a los momentos estadísticos, se calcularon como lo sugiere a través del criterio de máxima verosimilitud.

$$L(\alpha_1, \alpha_2) = \prod_{i=1}^{m} f_Z(z_i|u_i, \alpha_1, \alpha_2) \prod_{j=1}^{n} [F_Z(z_j|u_j, \alpha_1, \alpha_2)] \quad 7$$

En donde α_1 y α_2 son los vectores que contienen los parámetros a estimar, m es la muestra de la pareja de valores de d>1.0 y n la pareja de valores de d=1.0.

PROBABILIDAD DE FALLA

Debido a las variables que intervienen en el margen de seguridad están distribuidas normalmente, la probabilidad de colapso (P_F) se obtiene a través de la siguiente ecuación

$$p_F(y) = \Phi(-\beta(y)) \quad 8$$

En donde $\Phi(.)$ es la función normal estándar de la distribución acumulada de probabilidades y β el índice de confiabilidad para una intensidad igual a y.

INCERTIDUMBRE EPISTÉMICA

Debido a que las funciones de confiabilidad obtenidas están basadas en la respuesta de modelos diseñados con parámetros que pretenden predecir un fenómeno altamente complejo, por lo que están presentes las incertidumbres epistémicas.

Las incertidumbres epistémicas son las que están asociadas al conocimiento imperfecto del comportamiento real de la estructuran ante fenómeno que se presentara, así como a las simplificaciones u omisiones realizadas al proponer criterios de diseño. Un estudio más a detalle de las variables que logran modificar el comportamiento de la estructura, así como de la acción del fenómeno se lograría reducir la incertidumbre epistémica

En este trabajo nos enfocaremos a estimar la incertidumbre epistémica asociada con el error de predicción para un nivel de intensidad sísmica dada, por lo que será necesario evaluar los niveles de confiabilidad β de cada sistema estructural y expresar las funciones de ajuste.

Para la cuantificar la incertidumbre epistémica asociada al error de predicción (U_A), asociada a un nivel de intensidad, se logró mediante la siguiente metodología:

I) Se obtiene el nivel de confiabilidad β, asociado a un nivel de intensidad;

II) De los datos provenientes del paso anterior, se grafica la pareja de valores de β asociada a un nivel de intensidad y, así como el valor del coeficiente de diseño sísmico c. De la pareja de valore de β y c se le ajusta la función 9, la cual se aproxime a los puntos observados es decir, adquirir el valor esperado de β en función de la variable c;

$$\beta(c) = \beta_0 - ac + b - \frac{d}{(c+e)^2} \qquad 9$$

En donde β_0 es el valor del índice de confiabilidad cuando el coeficiente de diseño sísmico c= 0.0; los parámetros a, b, d y e, son los parámetros de ajuste para la intensidad seleccionada.

III) Una vez calculado el valor esperado, es conveniente medir la variabilidad de las observaciones a través de una medida. La medida más utilizada es la varianza, la cual se puede se determina como el cuadrado de la diferencia de cada uno de los valores observados con respecto al valor predicho con la función de ajuste.

Se propone realizar un ajuste de regresión lineal, a los datos obtenidos en este punto, en donde nuevamente los parámetros que definen a la función de la varianza respecto a la variable c, se obtienen por el método de mínimos cuadrados. La ecuación 10 se utilizó para el ajustar los datos observados;

$$\sigma^2 = a_1 c + b_1 \qquad 10$$

En donde c es el valor del coeficiente sísmico de diseño, a_1 y b_1 son respectivamente los parámetros de ajuste de la función.

IV).-La raíz cuadrada de la varianza es la desviación estándar (σ). Este nuevo valor se añadirá a las incertidumbres epistémicas asociadas con el error de predicción (U_A).

$$\sigma = \sigma_{UA} = a_2 c + b_2 \qquad 11$$

En donde a_2 y b_2 son respectivamente los parámetros de ajuste de la función y c es el valor del coeficiente sísmico de diseño.

Para incorporar la incertidumbre epistémica asociada al error de predicción (σ_{UA}), se apoyó del planteamiento presentado por Ismael y Esteva (2010).

Basado en la expresión 2 en donde las funciones de confiabilidad se evalúan a través del margen de seguridad (Z) o función límite.

$$Z = S - D(y) \qquad 12$$

En donde S representa la capacidad de la estructura y D(y) un indicador asociado con la demanda de respuesta estructural cuando es sometido a una excitación sísmica con una intensidad igual a y.

De manera práctica se considera que So y Do(y) corresponden a los valores de las variables de capacidad y del indicador asociado con la demanda de respuesta del sistema, sin la influencia del factor que toma en cuenta la incertidumbre epistémica (U), y en donde la incertidumbre epistémica está relacionada por las variables aleatorias U_S (variable aleatoria asociada a la capacidad del sistema estructural) y U_D (variable aleatoria asociada al indicador de respuesta de la estructura), entonces los valores de las variable S y D(y) se estiman con las siguientes expresiones:

$$S = S_o + U_c \qquad 13$$

$$D(y) = D_o(y) + U_D \qquad 14$$

En consecuencia la variable del margen de seguridad será igual a:

$$Z = Z_o + U_z \qquad 15$$

En donde Zo es la variable del margen de seguridad sin la influencia de la incertidumbre epistémica; U_Z es la variable incierta correspondiente a la incertidumbre epistémica asociada a las variables de capacidad (S) y de demanda (D).

Por lo tanto, Zo y Uz se calculan con las siguientes ecuaciones

$$Z_o = S_o - D_o(y) \qquad 16$$

$$U_Z = U_S - U_D \qquad 17$$

Los momentos estadísticos de la variable Z de la ecuación 15 están dados por las siguientes ecuaciones:

$$E(Z) = E(Z_o) + E(U_z) \qquad 18$$

$$\sigma_Z = \alpha \sigma_{Z_o} \quad (19)$$

Donde E(Zo) y σ_{Zo} representan los momentos estadísticos, de la variable Z sin tener en cuenta el factor que toma en cuenta las incertidumbres asociadas con la capacidad; Uz es la variable incierta que representa la incertidumbre epistémica que está relacionada con las variable que definen al margen de seguridad, las cuales se supone tiene los parámetros estadísticos media nula y dispersión σ_U; α es el factor que mide la relación que guarda el valor esperado de E(Z) considerando la incertidumbre epistémica con respecto a la dispersión de la misma sin considerarla.

Como se puede observar en la ecuación 17, es necesario incorporar la incertidumbre ligada con el error de ajuste U_A, previamente evaluada conforme a los puntos A, B y C de este documento.

$$U_Z = U_S - U_D + U_A \quad (20)$$

Si la incertidumbre epistémica es tomada en cuenta en el cálculo del índice β, la ecuación 2 conduce a los siguientes momentos estadísticos:

$$E(\beta) = \left(\frac{E(Z_o) + E(U_Z)}{\alpha \sigma_{Z_o}}\right) = \left(\frac{\beta_o}{\alpha} + \frac{E(U_Z)}{\alpha \sigma_{Z_o}}\right) \quad (21)$$

$$\sigma_\beta = \frac{\sigma_{U_Z}}{\alpha \sigma_{Z_o}} \quad (22)$$

El valor βp se puede definir tal que la probabilidad de $\beta \geq \beta_p$ sea igual a p, si asumimos que α =1.0 y que β tiene una distribución de probabilidad Gaussiana, los momentos estadísticos del índice β pueden ser utilizados para establecer la siguiente relación (ecuación 23):

$$\beta_P = \beta_o + \frac{E(U_Z)}{\sigma_{Z_o}} - r\frac{\sigma_{U_Z}}{\sigma_{Z_o}} \quad (23)$$

En donde r es el intervalo de confianza seleccionado.

Satisfaciendo la condición de que la probabilidad que $\beta \geq \beta_p$ sea igual a p, βo deberá satisfacer la siguiente condición (ecuación 24):

$$\beta_o = \beta_p - \frac{E(U_Z)}{\sigma_{Z_o}} + r\frac{\sigma_u}{\sigma_{Z_o}} = \beta_p + \frac{1}{\sigma_{Z_o}}\left(r\sigma_u - E(U_Z)\right) \quad (24)$$

RESULTADOS

CASOS DE ESTUDIO

Para este trabajo se diseñaron estructuras de concreto reforzado para uso de oficinas, conformadas a base de marcos con columnas y trabes, y estructuras conformadas por columnas, trabes y muros (conocidas como estructuras duales). Las estructuras a base de columnas y trabes son de 5, 12 y 19 niveles, mientras que las estructuras duales son de 7, 12 y 19 niveles. Para el diseño sísmico de cada uno de los sistemas estructurales se utilizaron valores de coeficientes sísmico c=0.86, c=1.2 y c=1.56.

Se incluyen en este trabajo, el diseño de los mismos sistemas estructurales, pero sin tomar en cuenta la resistencia lateral (c=0.0).

En la siguiente tabla se muestra la identificación que se acogió a cada uno de los sistemas estructurales:

Tabla 1 Identificación de los sistemas estructurales

	c=0.0	**c=0.86**	**c=1.20**	**c=1.52**
5 niveles	5NSM-AA	5NSM-A	5NSM-B	5NSM-B
12 niveles	12NSM-AA	12NSM-A	12NSM-B	12NSM-B
19 niveles	19NSM-AA	19NSM-A	19NSM-B	19NSM-B
7 niveles	7NCM-AA	7NCM-A	7NCM-B	7NCM-B
12 niveles	12NCM-AA	12NCM-A	12NCM-B	12NCM-B
19 niveles	19NCM-AA	19NCM-A	19NCM-B	19NCM-B

En la figura 2 se muestran los espectros elásticos utilizados en los diseños de los sistemas estructurales de este trabajo.

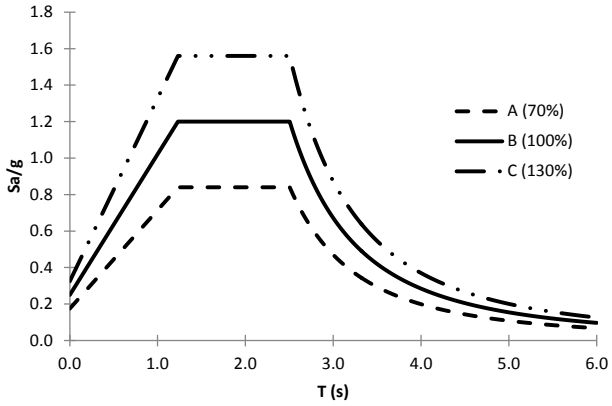


Figura 2 Espectros de diseño elástico, para adquirir diferentes niveles de resistencia

Como se puede ver, los espectros de diseño estipulados en este trabajo no están reducidos por ductilidad y sobre resistencia.

Para las estructuras con c=0.0 (sistema estructural sin resistencia lateral), los elementos estructurales se diseñaron considerando únicamente la acción de las cargas verticales.

Para el análisis y diseño de todos los sistemas estructurales se utilizó el programa ECOgcW (2002), el cual cuenta con la información de los códigos de diseño de la Ciudad de México.

Por las características del terreno en donde se desplantan los sistemas estructurales se incluyó al modelo matemático la interacción dinámica suelo-estructura.

En la tabla 2 se muestra un resumen de las características (B lado mayor, b lado menor y H altura) y propiedades dinámicas (periodo estructural) de los sistemas estructurales analizados, así como los factores empleados para su diseño (Q factor de comportamiento sísmico y c coeficiente de diseño sísmico):

Tabla 2 Resumen de las características de los sistemas estructurales

Modelo	B (m)	b (m)	h (m)	Q	H/b	T_{ISE} (s)	c
5NSM-AA	18	18	16	4	0.889	1.29	0.0
5NSM-A	18	18	16	4	0.889	0.66	0.84
5NSM-B	18	18	16	4	0.889	0.62	1.20
5NSM-C	18	18	16	4	0.889	0.58	1.56

12NSM-AA	18	18	37	4	2.05	2.33	0.0
12NSM-A	18	18	37	4	2.05	1.61	0.84
12NSM-B	18	18	37	4	2.05	1.35	1.20
12NSM-C	18	18	37	4	2.05	1.17	1.56
19NSM-AA	18	18	58	4	3.22	2.726	0.0
19NSM-A	18	18	58	4	3.22	2.364	0.84
19NSM-B	18	18	58	4	3.22	1.922	1.20
19NSM-C	18	18	58	4	3.22	1.597	1.56
7NCM-AA	18	18	22	3	1.22	0.8	0.0
7NCM-A	18	18	22	3	1.22	0.49	0.84
7NCM-B	18	18	22	3	1.22	0.47	1.20
7NCM-C	18	18	22	3	1.22	0.46	1.56
12NCM-AA	18	18	37	3	2.05	1.34	0.0
12NCM-A	18	18	37	3	2.05	0.97	0.84
12NCM-B	18	18	37	3	2.05	0.89	1.20
12NCM-C	18	18	37	3	2.05	0.83	1.56
19NCM-AA	18	18	58	3	3.22	1.769	0.0
19NCM-A	18	18	58	3	3.22	1.613	0.84
19NCM-B	18	18	58	3	3.22	1.421	1.20
19NCM-C	18	18	58	3	3.22	1.055	1.56

Con base en las respuesta del análisis dinámico no lineal paso a paso de los diferentes sistemas estructurales ante las diferentes intensidades sísmicas simuladas, se estima el IRRS aplicando la ecuación 1, y se forma la pareja de valores conformada por el IRRS y la correspondiente ordenada de aceleración para un Te=2.0 s.

En la siguiente gráfica se muestra la pareja de datos obtenidos para el sistema estructural 5NSM para los diferentes valores de c:

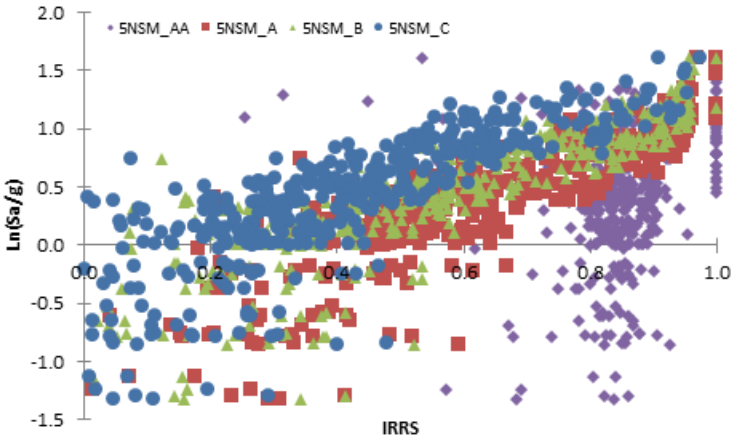


Figura 3 Gráfica del Ln(Sa/g) & IRRS del sistema estructural de 5NSM diseñada para los diferentes valores de c

Como se puede observar en la figura 3, los resultados muestran el efecto de la intensidad sísmica propuesta, ante diferentes valores de c empleados en el diseño del sistema estructural 5NSM.

En las tablas 3 y 4 se presentan los valores de los parámetros que definen las funciones de los momentos estadísticos (media y varianza), de la metodología de Díaz-López y Esteva (2009).

Tabla 3 Valores de los parámetros de ajuste de la función de valor esperado (vector α_1)

Sistema Estructural	**c**	**a_m**	**b_m**	**c_m**
5NSM	0.00	1.0465	0.0110	-1.5017
	0.84	-0.9579	2.1432	-0.0010
	1.20	-0.6843	1.8544	0.0407
	1.56	1.2773	0.8313	-1.8081
12NSM	0.00	-1.4930	2.2825	-0.0286
	0.84	-0.0155	1.2203	-1.3659
	1.20	-0.6569	1.4341	-0.0003

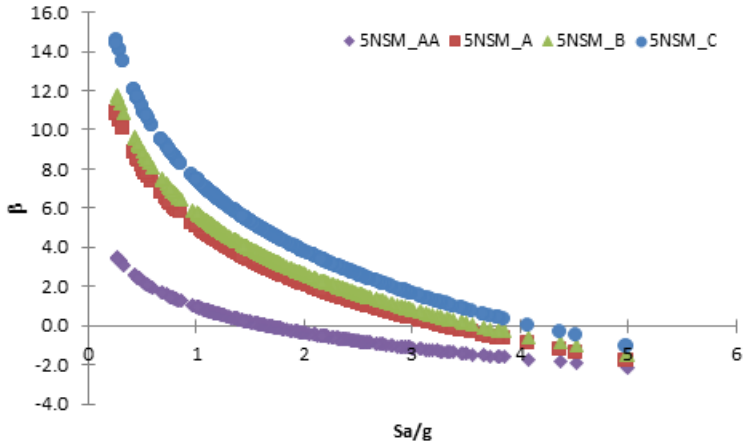
	1.56	-0.2106	1.1326	-0.0014
19NSM	0.00	-3.2966	4.2823	0.0009
	0.84	-2.2157	3.1229	0.0012
	1.20	-2.5737	3.6306	-0.0003
	1.56	-0.8239	1.9631	-0.0015
7NCM	0.00	-1.7006	2.2343	-0.0004
	0.84	-0.7589	1.6207	0.0000
	1.20	-0.4539	1.5052	0.0000
	1.56	-0.5228	1.6529	0.0018
12NCM	0.00	-1.1202	1.7867	0.0000
	0.84	-1.3651	2.0429	0.0000
	1.20	-0.7985	1.5745	0.0000
	1.56	-0.4312	1.3590	0.0000
19NCM	0.00	-1.5796	2.3774	-0.0001
	0.84	-0.8019	1.7407	0.0000
	1.20	-0.2604	1.2453	0.0000
	1.56	-0.3338	1.5960	0.0000

Tabla 4 Valores de los parámetros de ajuste de la función de varianza (vector α_2)

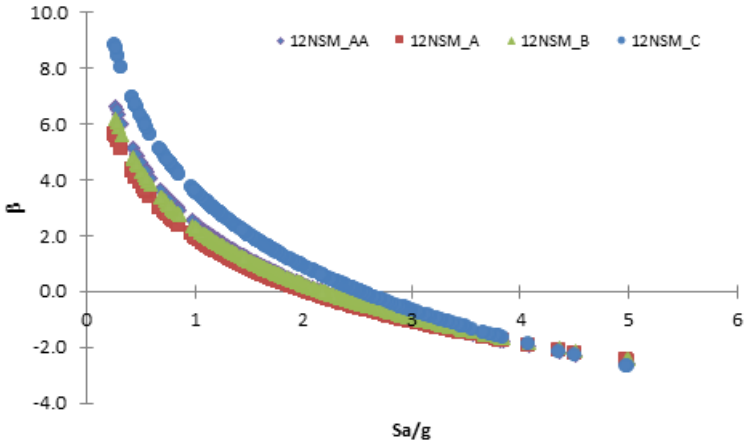
Sistema Estructural	**c**	**a_v**	**b_v**
5NSM	0.00	0.2751	3.6840
	0.84	0.0536	1.9838
	1.20	0.0494	2.0304
	1.56	0.0353	2.3997

12NSM	0.00	0.1012	3.0752
	0.84	0.1307	1.9762
	1.20	0.1166	1.1459
	1.56	0.0656	1.4889
19NSM	0.00	0.0847	8.6139
	0.84	0.1062	1.2149
	1.20	0.0667	7.3053
	1.56	0.0705	2.9772
7NCM	0.00	0.2046	1.3697
	0.84	0.0801	1.7703
	1.20	0.0667	1.6789
	1.56	0.0555	2.1058
12NCM	0.00	0.2275	0.7837
	0.84	0.1061	2.8026
	1.20	0.1092	1.2742
	1.56	0.0793	1.6475
19NCM	0.00	0.1232	2.8632
	0.84	0.1056	1.3087
	1.20	0.1291	0.6723
	1.56	0.1038	1.2633

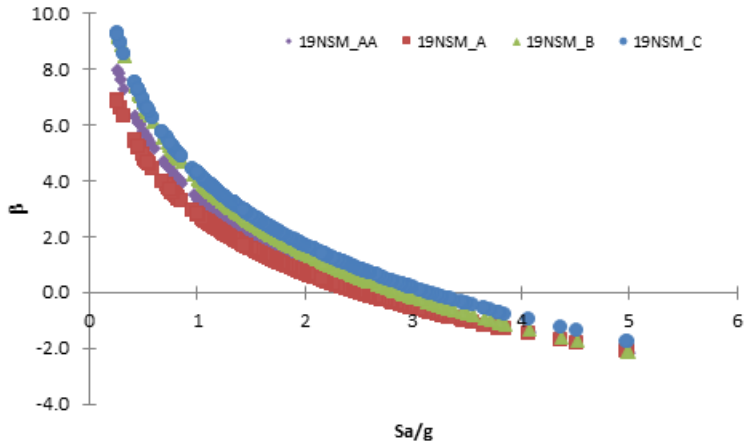
En la siguiente figura se muestran las funciones de confiabilidad obtenidas para cada una de las estructuras diseñadas para los diferentes valores de c propuestos en los diseños de las estructuras de este trabajo.



a)

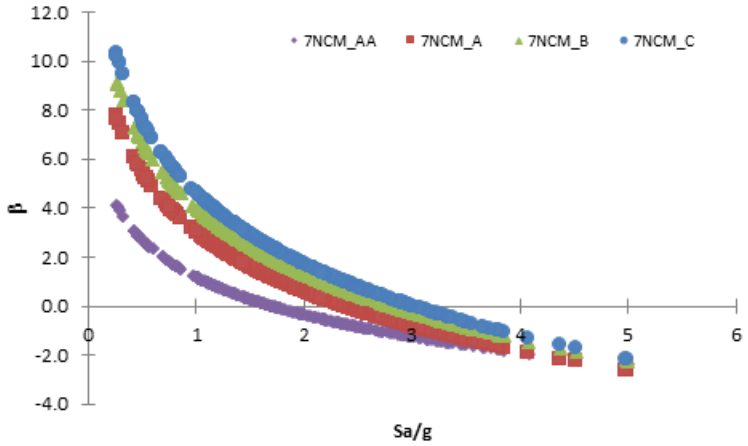


b)

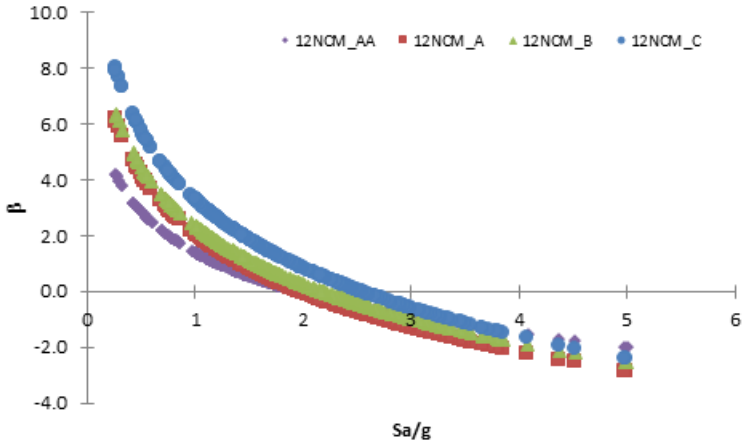


c)

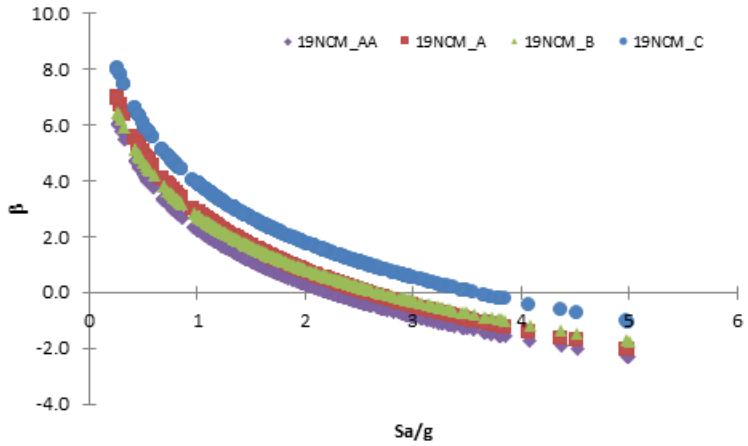
Figura 4Funciones de confiabilidad obtenidas con la ecuación 4 para sistemas estructurase a base de marcos: a) 5NSM, b) 12nsm, c)19NSM



a)



b)



c)

Figura 5 Funciones de confiabilidad obtenidas con la ecuación 4 para sistemas estructurase duales: a)7NCM, b) 12NCM, c)19NCM

Como se logra observar las funciones de confiabilidad logradas ante un mismo periodo estructural, con los registros de aceleración simulados propios de la zona de mayor compresión de la Ciudad de México y el planteamiento sugerido, asiente que entre mayor sea el valor del parámetro c, se alcanzan mayores niveles de confiabilidad β.

Para estimar el nivel de confiabilidad β, de cada uno de las diferentes estructuras, se empleó un EPU con un periodo de retorno correspondiente a 125 años, el cual corresponde al mismo periodo con que se obtienen los espectros de diseño contenidos en las NTC DS.

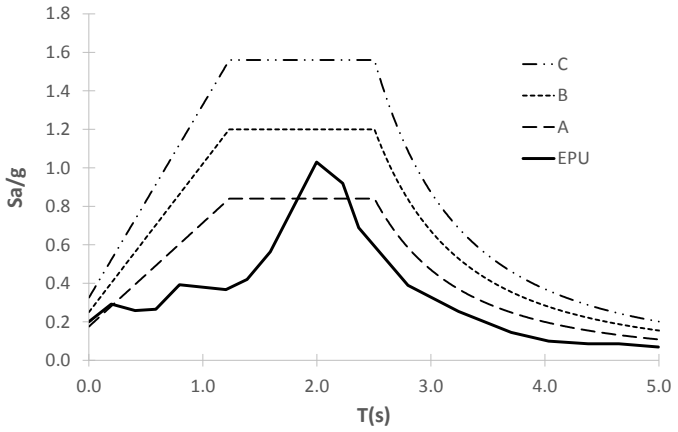


Figura 6 EPU para terreno con periodo predominante del suelo Te=2.0 de la Ciudad de México, asociado a un periodo de retorno de 125 años y espectros de diseño empleados en los diseños de las estructuras de este trabajo.

Como se logra ver en la figura 6, la ordenada máxima del EPU se presenta en T=2.0 s y en comparación con los espectros utilizados en cada diseño de las estructuras de este trabajo, se observa que la ordenada máxima del EPU es mayor que la del espectro A, mientras que las ordenadas de los espectros B y C, resultaron ser mayores que las del EPU.

En la tabla 5 se muestran los valores del nivel de confiabilidad obtenidos para cada diseño.

Tabla 5 Niveles de confiabilidad de cada estructura asociados al EPU para suelo con periodo predominante de Ts=2.0 de la Ciudad de México

Sistema estructural	c	Te	□
5NSM	0.0	1.29	2.81
	0.84	0.66	10.47
	1.20	0.62	11.65
	1.56	0.58	14.84
12NSM	0.0	2.33	3.31
	0.84	1.61	3.38
	1.20	1.35	4.96
	1.56	1.17	7.70
19NSM	0.0	2.726	6.38
	0.84	2.364	3.86
	1.20	1.922	4.20
	1.56	1.597	6.51
7NCM	0.0	0.8	3.31
	0.84	0.49	8.09
	1.20	0.47	9.52
	1.56	0.46	10.70
12NCM	0.0	1.34	3.32
	0.84	0.97	5.05
	1.20	0.89	5.28
	1.56	0.83	6.73
19NCM	0.0	1.769	2.91
	0.84	1.613	4.39
	1.20	1.421	4.87
	1.56	1.055	6.98

Con el propósito de estimar la incertidumbre epistémica asociada al error de predicción (U_A), se graficó la información contenida en la tabla 5, en donde el eje de las ordenadas se localiza el valor del índice β y en el eje de las abscisas el valor del coeficiente c.

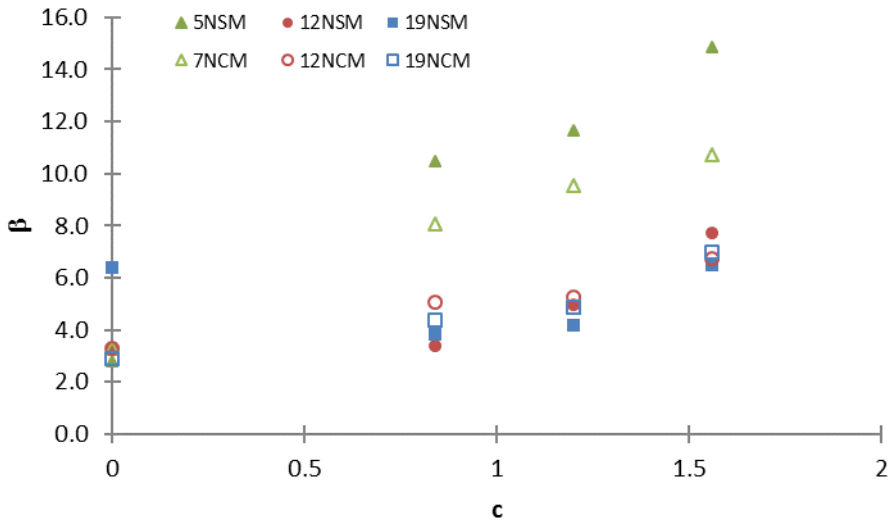


Figura 7 Niveles de confiabilidad b de cada sísmica estructural para una intensidad sísmica asociada a un periodo de retorno de 125 años, en función con el coeficiente de diseño sísmico c

Como se logra observar para el tipo de intensidad seleccionada, los sistemas estructurales de 5 y 7 niveles, son las estructuras con los periodos estructurales más cortos, por lo tanto, logran niveles de confiabilidad β mayores que las estructuras de 12 y 19 niveles.

A los datos de la figura anterior se les ajustó a la función 8. En la tabla 6 se muestran los valores de los diferentes parámetros obtenidos con un ajuste de regresión de mínimos cuadrados, para cada sistema estructural.

Tabla 6 Valores de los parámetros de ajuste de la función de ajuste β(c)

Sistema estructural	β0	a	b	d	e
5NSM	2.81	36.8179	0.0000	7.4166	2021.2214
12NSM	3.31	57.7516	0.0000	44.3681	115149.8650
19NSM	6.38	7.1577	0.4281	136.3523	149067.7390
7NCM	3.31	16.4261	0.0042	4.4726	328.6204
12NCM	3.32	30.8109	0.0000	28.0597	24319.2353
19NCM	2.91	42.3245	0.0000	33.8645	48842.4494

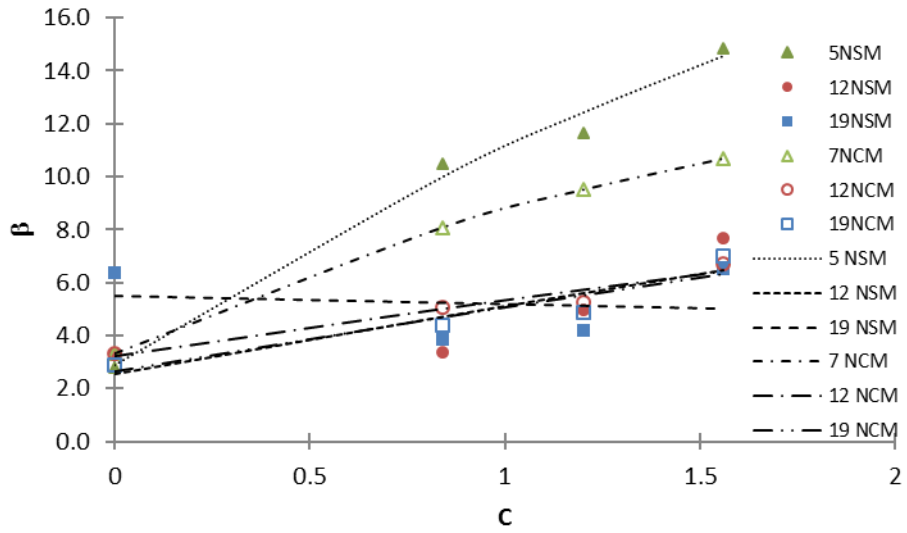


Figura 8 Valor esperado del índice β en función del coeficiente de diseño c

Las diferentes trazas que se muestran en la figura 8, corresponden a los datos obtenidos del análisis del nivel de confiabilidad de las estructuras analizadas en este trabajo con función de ajuste del valor esperado del nivel de confiabilidad β en función del valor c.

Para estimar la variabilidad de la información obtenida, se estimó la varianza como el cuadrado de la predicción o de la estimación para cada uno de los valores observados con respecto al valor esperado con la ecuación 8.

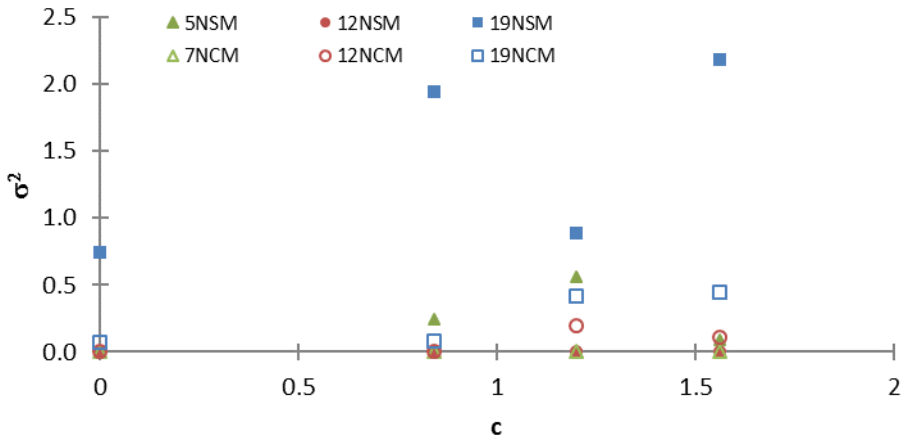


Figura 9 Valor esperado de la varianza en función del coeficiente de diseño c

De igual forma, se propone realizar un ajuste de regresión lineal, a los datos obtenidos en este punto, en donde nuevamente los parámetros que definen a la función de la varianza respecto a la variable c, se obtienen por el método de mínimos cuadrados.

En la tabla 7 se muestran los valores de los parámetros a_1 y b_1 de la ecuación 9; asociados a cada sistema estructural.

Tabla 7 Valores de los parámetros de ajuste de la función de la varianza $\sigma^2(c)$

Sistema estructural	a_1	b_1
5NSM	0.1563	0.0842
12NSM	0.3869	0.7206
19NSM	0.6930	0.8166
7NCM	0.0000	0.0000
12NCM	0.0885	0.0000
19NCM	0.2602	0.0185

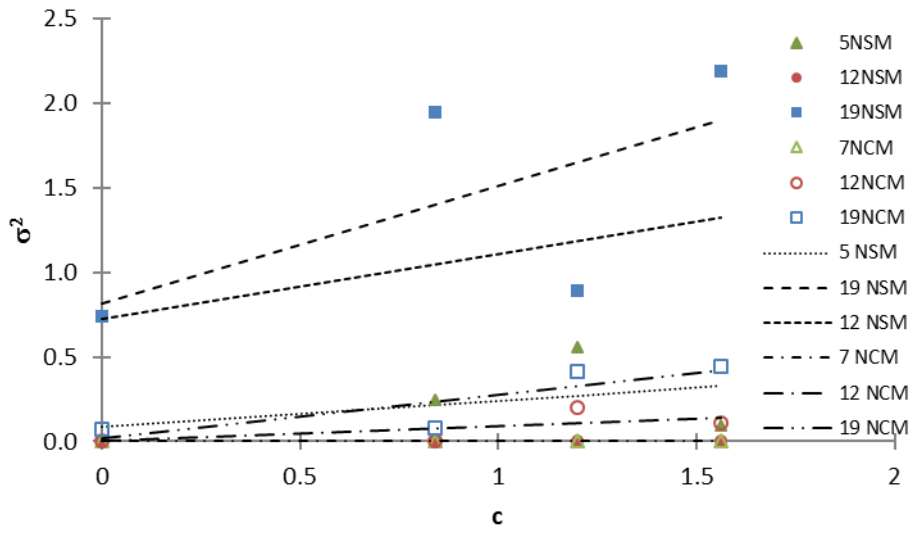


Figura 10 Ajuste de los valores observados de la varianza para del estudio paramétrico

La raíz cuadrada de la varianza es el parámetro que proporciona la medida de dispersión de los valores respecto al valor esperado. Este valor (σ_{UA}), se añadirá a las incertidumbres epistémicas asociadas con el método de análisis.

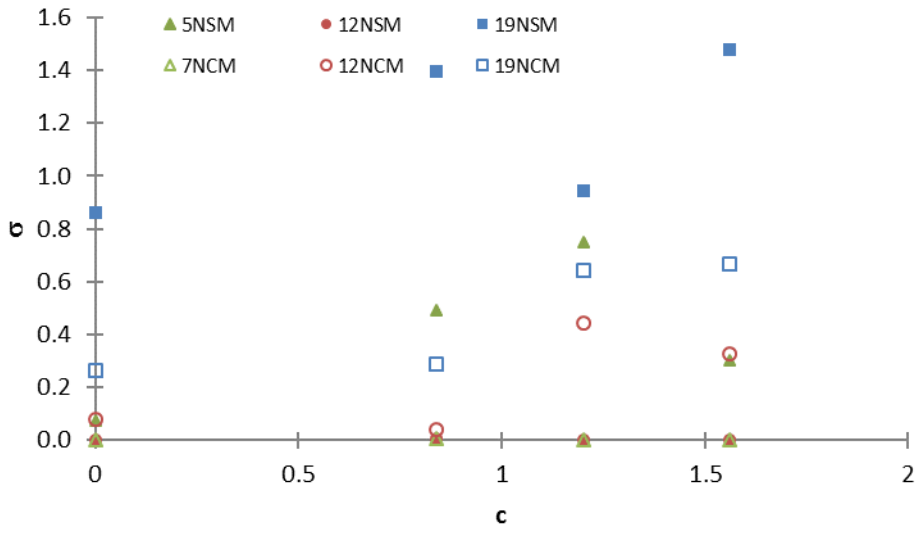


Figura 11 Valores de la desviación estándar para cada uno de los sistemas estructurales diseñados para diferentes valores de coeficiente sísmico

En la siguiente figura se muestran las diferentes funciones que se logran es La función que se utilizó para determinar la desviación estándar (σ), en términos del coeficiente de diseño sísmico c.

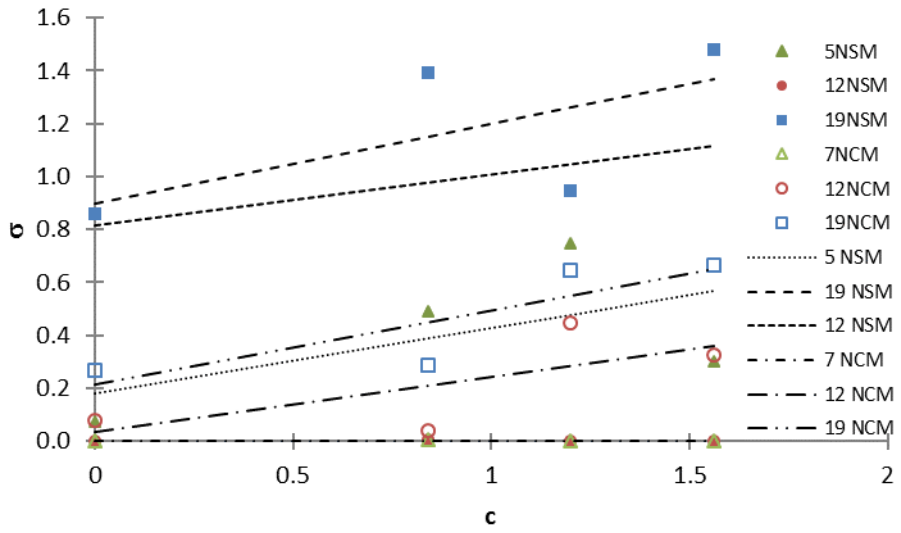


Figura 12 Función de ajuste de la desviación estándar para cada uno de los sistemas estructurales diseñados para diferentes valores de coeficiente sísmico

Los resultados de la figura 10 y 12 permiten conocer la dispersión de los datos respecto al valor esperado, sin embargo la figura 12 que corresponde a la desviación estándar, es la de mayor utilidad. Por la cantidad de datos prevenientes del análisis realizado, se percibe que para valores grandes del coeficiente c existe una mayor dispersión. También se logra observar que las estructuras de la familia de 7NCM (que son las estructuras con periodo estructural bajo) son que presentan la menor dispersión en comparación con el resto de las estructuras de este trabajo.

En la tabla 8 se muestran los valores de los parámetros de ajuste de la ecuación 10, los cuales se lograron del ajuste por mínimos cuadrados.

Tabla 8 Valores de los parámetros de ajuste de la función de la desviación estándar $\sigma(c)$

Sistema estructural	**a_2**	**b_2**
5NSM	0.2463	0.1823
12NSM	0.1910	0.8176
19NSM	0.2998	0.8995
7NCM	0.0002	0.0026
12NCM	0.2071	0.0360
19NCM	0.2810	0.2126

Con la información obtenida, se conoce el factor que mide la incertidumbre epistémica, asociada con el error de ajuste (σ_{UA}), para cada uno de los casos de estudio.

Tabla 9 Factores relacionados con la incertidumbre epistémica asociada con el error de ajuste para la intensidad seleccionada.

Sistema estructural	**c**	**σ_{UAi}**
5NSM	0.00	0.1823
	0.84	0.3891
	1.20	0.4778
	1.56	0.5665
12NSM	0.00	0.8176
	0.84	0.9781
	1.20	1.0468
	1.56	1.1156
19NSM	0.0	0.8995
	0.84	1.1513
	1.20	1.2593

	1.56	1.3672
7NCM	0.00	0.0026
	0.84	0.0028
	1.20	0.0029
	1.56	0.0030
12NCM	0.00	0.0360
	0.84	0.2100
	1.20	0.2845
	1.56	0.3591
19NCM	0.00	0.2126
	0.84	0.4487
	1.20	0.5498
	1.56	0.6510

Como se logra observar los valores de la tabla 9, entre menor sea el valor del coeficiente sísmico (c) menor será el valor de incertidumbre epistémica asociada con el error de ajuste (σ_{UA}), lo que muestra que hay una mayor incertidumbre para valores grandes de coeficiente sísmico.

Debido a que no cuenta con la información relacionada con el factor que toma en cuenta la incertidumbre epistémica asociada con las variables de capacidad y demanda, se ha considerado de manera aleatoria el valor de $\sigma_u = 0.1$. Por lo tanto, el factor que toma en cuenta la incertidumbre epistémica asociada con el error de ajuste (σ_{UA}), será el que proporcione la información de la tabla 9, además se ha considerado que el valor de β_p corresponde a una probabilidad del 5% de no ser alcanzado.

En la tabla 10 se presentan los valores de los niveles de confiabilidad β que logran los diversos sistemas estructurales diseñados con diferentes resistencia laterales, además de incluir los niveles de confiabilidad β con la influencia de las incertidumbres epistémicas tratadas en este trabajo.

Tabla 10 Comparación de los índice β para los diferentes sistemas estructurales, analizados sin y con la introducción de las incertidumbres epistémicas

Sistema estructural	**c**	**β0**	**p_{F0}**	**β**	**p_F**
5NSM	0.0	2.81	2.48E-03	1.92	2.74E-02
	0.84	10.47	5.93E-26	7.64	1.09E-14
	1.20	11.65	1.15E-31	7.37	8.53E-14
	1.56	14.84	4.04E-50	9.01	1.03E-19
12NSM	0.0	3.31	4.66E-04	-1.44	9.25E-01
	0.84	3.38	3.62E-04	-1.50	9.33E-01
	1.20	4.96	3.52E-07	-0.57	7.16E-01

	1.56	7.70	6.80E-15	-0.11	5.44E-01
19NSM	0.0	6.38	8.85E-11	0.73	2.33E-01
	0.84	3.86	5.67E-05	-2.46	9.93E-01
	1.20	4.20	1.33E-05	-4.46	1.00E+00
	1.56	6.51	3.76E-11	-2.61	9.95E-01
7NCM	0.0	3.31	4.66E-04	2.94	1.64E-03
	0.84	8.09	2.98E-16	7.49	3.44E-14
	1.20	9.52	5.89E-22	8.87	3.66E-19
	1.56	10.70	5.09E-27	9.99	8.43E-24
12NCM	0.0	3.32	4.50E-04	2.85	2.19E-03
	0.84	5.05	2.21E-07	3.48	2.51E-04
	1.20	5.28	1.20E-08	3.36	3.90E-04
	1.56	6.73	8.48E-12	4.05	2.56E-05
19NCM	0.0	2.91	1.81E-03	1.21	1.13E-01
	0.84	4.39	5.67E-06	1.62	5.26E-02
	1.20	4.87	5.58E-07	1.89	2.94E-02
	1.56	6.98	1.48E-12	3.14	8.45E-04

Se designó a $\beta 0$ como el valor del índice de confiabilidad estructural sin la influencia de las incertidumbres epistémicas, p_{F0} es la probabilidad de falla sin la influencia de las incertidumbres epistémicas, β como el valor del índice que incluye la influencia de las incertidumbres epistémicas y p_F es la probabilidad de falla con la influencia de las incertidumbres epistémicas.

Debido a que la información obtenida proviene de un análisis numérico y con el propósito de utilizar la dicha información para la formulación práctica para realizar diseño de estructuras con niveles de confiabilidad β prestablecidos involucrando las características físicas de las estructuras (la relación de esbeltez), el coeficiente sísmico de diseño (c), el índice de confiabilidad (β) y el factor de comportamiento sísmico (Q), se acordó ordenar la información en dos gráficas: una para los sistemas estructurales diseñados con Q=4 (figura 13), y la segunda gráfica para los diseños con Q=3 (figura 14). En ambas graficas se relacionan, en el eje de las ordenadas el índice de confiabilidad (β) obtenido con el EPU asociado a un periodo de retorno de 125 años, y en el eje de las abscisas la relación de esbeltez de los sistemas estructurales (H/b).

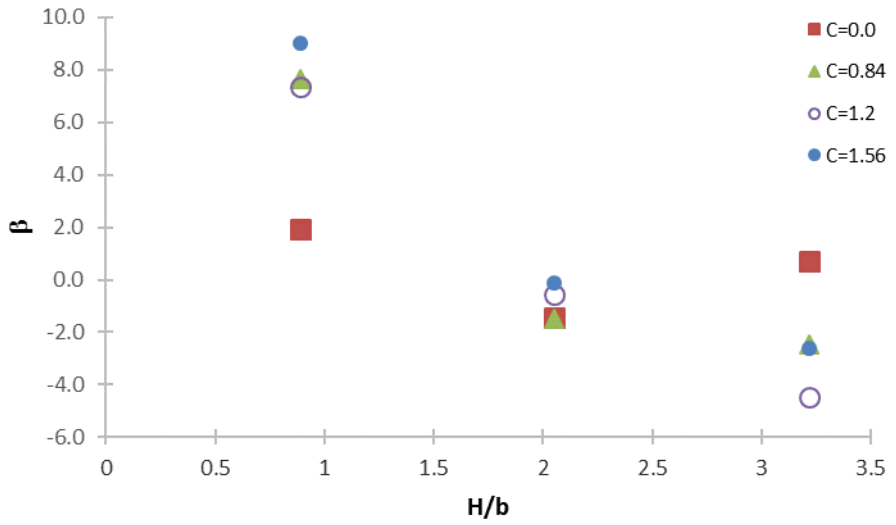


Figura 13 Estructuras a base de trabes y columnas de concreto reforzado diseñados con factor de Q=4.0

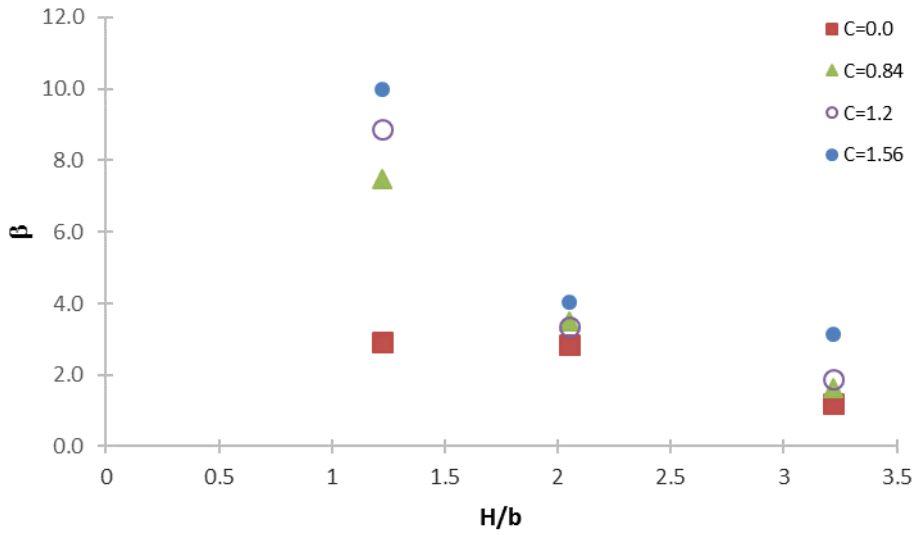


Figura 14 Estructuras duales de concreto reforzado diseñadas con Q=3.0

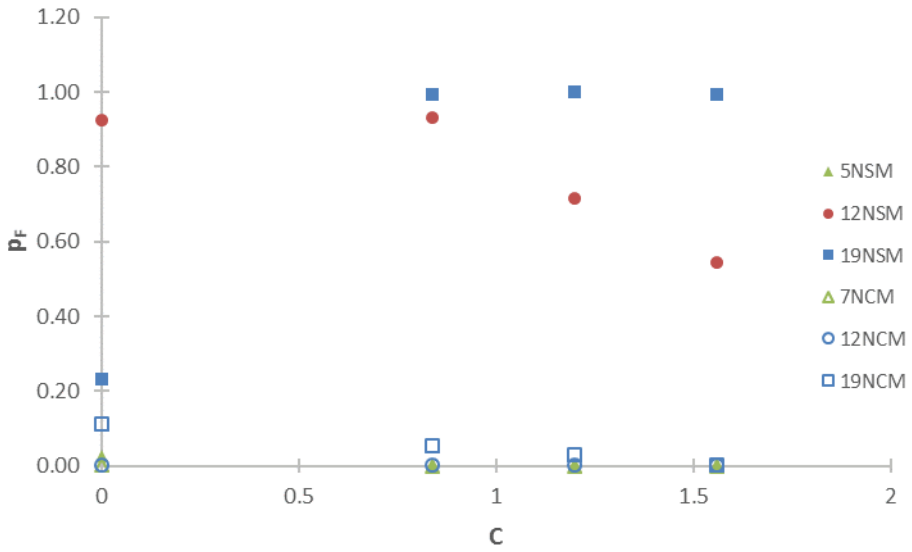


Figura 15 Probabilidad de falla asociada con el valor de c para el nivel de intensidad seleccionado

En la figura 15 se presentan los resultados de la probabilidad de falla de todas las estructuras analizadas en este trabajo para el nivel de intensidad seleccionada, además de que se ha incluido el valor de la incertidumbre epistémica. Los sistemas estructurales con mayor probabilidades de falla corresponde a las estructuras donde las ordenas espectrales, son cercanas a la ordena pico o máxima.

De la información obtenida propone una función que mejor de ajuste a los datos obtenidos como función de la relación de esbeltez, es decir:

$$\beta\left(H/b\right) = -f\ln\left(H/b\right) + g \qquad 25$$

En donde f y g son los parámetros de ajuste y H/b corresponde a la relación de esbeltez de cada sistema estructural analizado en este trabajo.

En la siguiente tabla se muestran los valore de los parámetros de ajuste de la ecuación 25.

Tabla 11 Valores de los parámetros de ajuste de la ecuación 25

Q	c	f	g
4	0.0	1.3129	1.1778
	0.84	8.2352	6.0842
	1.20	9.2307	6.2248
	1.56	7.5617	7.5617
3	0.0	1.7427	3.5451
	0.84	6.0897	8.4312
	1.20	7.2766	9.7665
	1.56	7.1665	10.7099

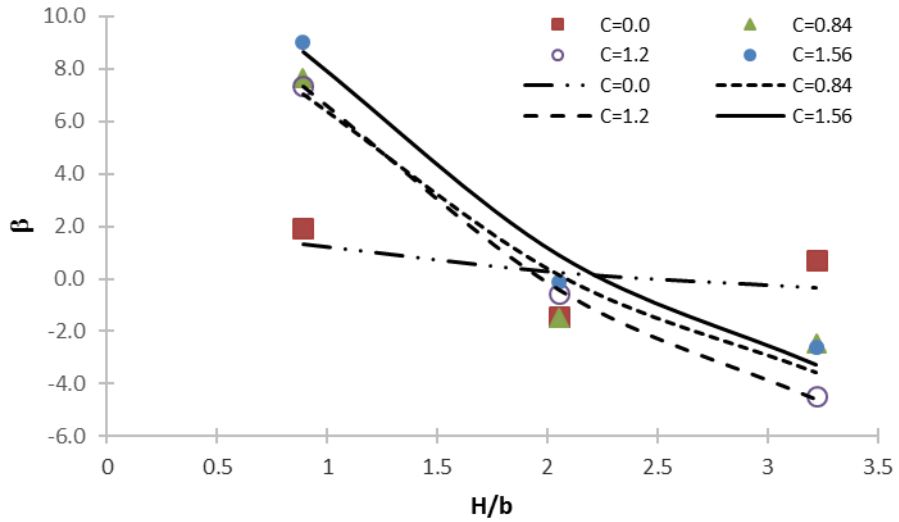


Figura 15 Estructuras a base de trabes y columnas de concreto reforzado, diseñados con factor de Q=4.0

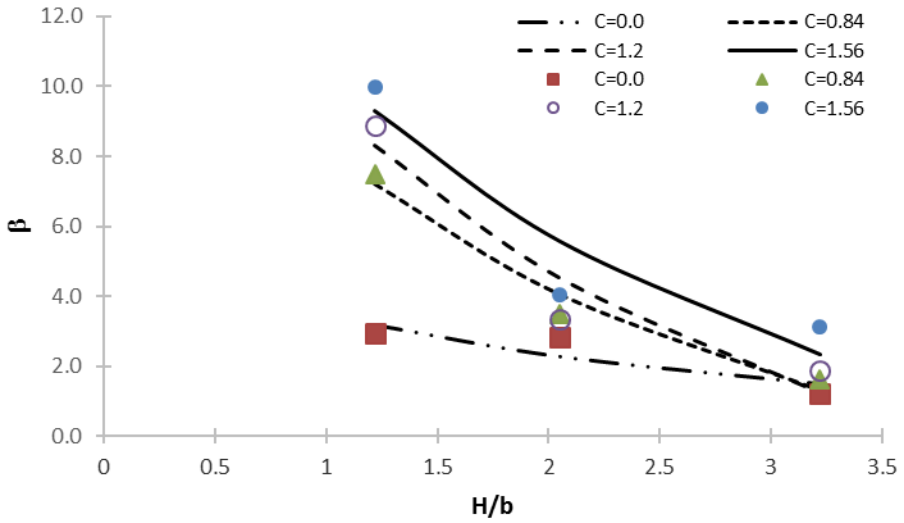


Figura 16 Estructuras duales de concreto reforzado diseñadas con Q=3.0

En las gráficas 16 y 17, se logra distinguir las diferentes funciones asociadas a β(H/b), para estructuras de concreto reforzado construidas en suelos blandos y que tienen la misma configuración en planta y diseñadas para diferentes valores de coeficiente sísmico de diseño (c).

$$\sigma^2 = a_v - b_v \ln\left(\frac{H}{b}\right) \qquad 26$$

En donde a_v y b_v son los parámetros de ajuste y H/b corresponde a la relación de esbeltez de cada sistema estructural analizado en este trabajo.

Una vez estimado el valor esperado, se obtuvo la información sobre la distribución de la información (varianza) utilizando la siguiente ecuación (ecuación 26). Los parámetros c y d se obtuvieron a través de una regresión lineal por medio de mínimos cuadrados.

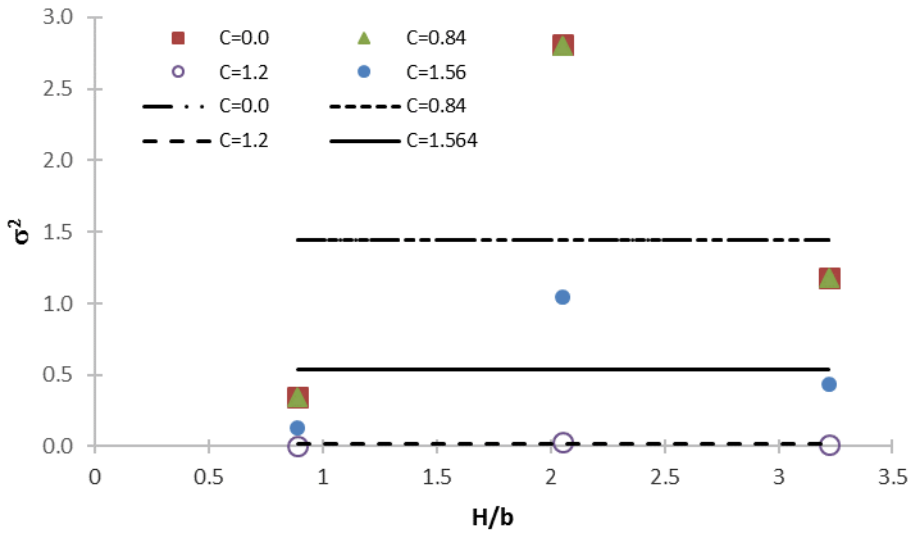


Figura 17 Grafico para determinar la varianza de estructuras a base de trabes y columnas de concreto reforzado diseñadas con Q=4.0

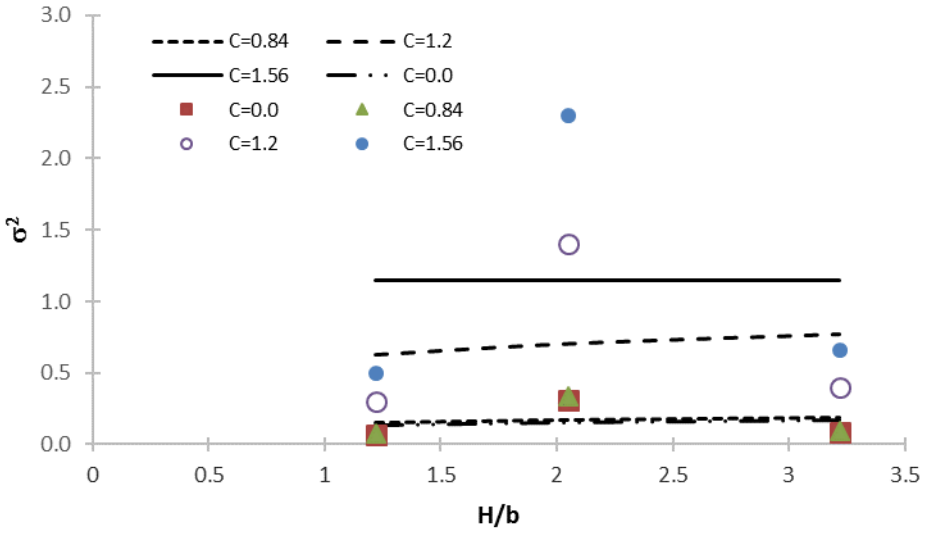


Figura 18 Grafico para determinar la varianza de estructuras duales de concreto reforzado diseñadas con Q=3.0

En la siguiente tabla se muestran los valores de los parámetros de la ecuación 26

Tabla 12 Valores de los parámetros de ajuste de la ecuación 26

Q	c	a_v	b_v
4	0.0	1.4449	0.000
	0.84	1.4404	0.000
	1.20	0.0146	0.000
	1.56	0.5365	0.000
3	0.0	0.1317	0.033
	0.84	0.1433	0.036
	1.20	0.5967	0.150
	1.56	1.1503	0.000

Con la información obtenida, se puede utilizar para que el ingeniero diseñador de la práctica pueda conseguir diseños con valores prestablecidos de niveles de confiabilidad de estructuras de concreto reforzado, considerando las propiedades físicas y factores de diseño sísmico.

Es importante resaltar que, los criterios empleados para definir las funciones logradas se pueden aplicar a sistemas estructurales con características semejantes, a las utilizadas en este trabajo

CONCLUSIONES

El criterio adoptado para obtener las funciones de confiabilidad para un mismo periodo estructural permitió comparar las diferentes funciones de confiabilidad que se evaluaron para un mismo sistema estructural diseñado para diversos valores de coeficiente sísmico c (diseñados para diferentes resistencias laterales).

Los sistemas estructurales diseñados solamente para carga vertical, es decir sin considerar las fuerzas laterales debidas a sismo, como lo establecen los códigos de diseño, desarrollaron periodos estructurales mayores a los sistemas estructurales diseñados con coeficientes altos, por ejemplo c=0.86; sin embargo, para los casos en donde el periodo de la estructura es mayor a los 2.0 s, los niveles de confiabilidad resultaron ser mayores a los sistemas estructurales diseñados con ordenadas espectrales del espectro propuesto en las NTCDS 2004.

Al cuantificar la incertidumbre epistémica asociada con el error de predicción para un nivel de intensidad sísmica dada, con el criterio presentado, se observó que resulta ser relevante ya que se observó una mayor incertidumbre epistémica asociada con el error de predicción en los sistemas estructurales diseñados con el valor de coeficiente sísmico muy alto, c=1.56.

Por las características del EPU utilizada para el análisis del índice de confiabilidad β, las estructuras con periodo fundamental de vibrar (Te) cercano a 2.0 s, son las de mayor probabilidad de falla, independientemente del valor del c utilizado en su diseño.

Los niveles de confiabilidad resultan ser sensibles con la relación de esbeltez por lo que se debe de tomar en cuenta para el establecimiento de criterios de diseño basados en criterios de niveles de confiabilidad.

Por el avance del trabajo y las implicaciones presentadas durante su desarrollo, no fue posible revisar los diseño con los códigos vigente, que se publicaron el 15 de diciembre de 2017. No obstante, es parte de las tareas a desarrollar en el años por venir, aspecto que permitirá identificar al usuario, con claridad y sencillez, el nivel de riesgo asociado a criterios sasumidos para diseño por sismo con base en los reglamentos vigentes.

REFERENCIAS

A. M. Reinhorn, H. Roh, M. Sivaselvan, S. K. Kunnath, R. E. Valles, A. Madan, C. LI, R. Lobo, Y. J. Park (2009), IDARC 2D Version 7.0: A Program for the inelastic damage analysis of structures, MCEER Technical Report-MCEER-09-0006, University at Buffalo – the State University of New York

C. A. Cornell (1969), A probability based structural code, Journal of the American Concrete Institute. 66(12)

E. Ismael y L. Esteva (2006), A hybrid method for simulating strong ground motions records, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza, Artículo No. 1265, CD-ROM, pp. 1-9

E. Ismael y L. Esteva (2010), Reliability basis for seismic design criteria of multistory dual wall-frame systems, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza, Artículo No. 1265, CD-ROM, pp. 1-9

E. Reinoso y M. A Jaimes (2009), Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la Ciudad de México, Revista de Ingeniería Sísmica N° 81 pp: 1-18

NTC DCEC 2004 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo I, pp. 88-194.

NTC DS 2004 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo II, pp. 55-77.

O. A. Rascon Ch. y A. G Villareal A. Introducción a la probabilidad y estadística, Segunda Edición Corregida y Aumentada, Facultad de Ingeniería, UNAM

O. Diaz-Lopez, L. Esteva M. (2009), About efficient estimation of the seismic reliability of complex structural systems, ICOSSAR 2009 International Conference on Structural Safety and Reliability), Osaka, Japón

Y. K. Wen (1995) Building Reliability and Code Calibration. Earthquake Spectra: May 1995, Vol. 11, No. 2, pp. 269-296.)