



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

POSGRADO EN INGENIERÍA

**FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE
MARCOS DE EDIFICIOS**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(Estructuras)

PRESENTA:

Oberklain Sánchez Díaz

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. Luís Esteva Maraboto



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres: Profesor Ranulfo Sánchez Mitre y Profesora Delfina Díaz Arenas, quienes me han apoyado incondicionalmente en todos mis proyectos y me han mostrado el camino a seguir con su ejemplo, impulsándome siempre con su cariño. Además de ser responsables de las buenas cosas de mi vida.

A mis hermanos: Alynayme y Sergei, por ser los mejores hermanos del mundo y siempre recibir de ellos su confianza ayuda y cariño.

Al *Doctor Luís Esteva Maraboto*, por la paciencia y dedicación que guardó hacia mi, para la elaboración del presente documento, por todos los conocimientos que me obsequió, por el ejemplo de disciplina y dedicación además de su aportación para sembrar en mi el deseo de superarme en el ámbito profesional, académico y como ser humano.

A la Doctora Sonia E. Ruiz Gómez, a los Doctores Orlando Díaz López y Jaime García Pérez así como al M. en I. Octavio García Domínguez, por sus valiosas aportaciones al presente trabajo.

Al Posgrado de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por la educación recibida. Así como al Instituto de Ingeniería de la misma Universidad por la oportunidad de trabajar en esta institución.

A mis amigas con quienes compartí los mejores momentos de esta etapa y nunca me dejaron solo en los malos momentos, Itzel y Sugey.

A todos mis profesores, quienes a lo largo de mi vida académica han aportado cada uno cosas imprescindibles para la misma. Así como a todas las instituciones que me han acogido y formado en sus aulas.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 Antecedentes.....	3
1.2 Objetivos.....	3
2. PLANTEAMIENTO	4
2.1 Alcance y metodología.....	4
2.1.1 Metodología.....	4
2.1.2 Alcances.....	6
2.2 Caso estudiado.....	6
2.2.1 Excitación sísmica.....	6
2.2.2 Sistema estructural	7
3. DISEÑO DEL SISTEMA ESTUDIADO.....	9
4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD.	12
4.1 Simulación de la excitación.....	12
4.2 Simulación de la estructura	15
4.3 Análisis de respuesta	18
4.3.1 Análisis de empuje lateral pseudoestático	21
4.3.2 Análisis paso a paso	22
4.4 Funciones de confiabilidad.....	22
4.4.1 Funciones de confiabilidad sísmica en términos de la intensidad	22
4.4.2 Probabilidad de falla.....	29
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	30
BIBLIOGRAFÍA.....	31
ANEXOS.....	33
Anexo 1. Reducción de espectro por interacción suelo – estructura.....	33
Anexo 2. Curvas obtenidas del análisis de empuje lateral pseudoestático.....	50
Anexo 3. Curvas obtenidas del análisis paso a paso.....	55

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

En la ingeniería, el diseño es consecuencia de la necesidad de optimizar. Lo cual conlleva a varias propuestas, de las cuales se elegirá la mejor, teniendo en cuenta para esta elección la comparación de los costos iniciales, de mantenimiento y de reparación. Además se debe tener presente que como obligación del diseño, se deben satisfacer las muchas necesidades y expectativas, técnicas y socioeconómicas, emanadas de la construcción de obras civiles.

Como necesidad de alcanzar los objetivos del diseño sísmico, se han desarrollado varios criterios, entre los cuales podemos mencionar aquellos basados en indicadores de la respuesta estructural, tales como *deformaciones* y las demandas de ductilidad, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal. Para la mayoría de las aplicaciones prácticas, no es justificable realizar un estudio detallado de los aspectos no lineales, por lo que se emplean para dicho efecto métodos que estiman las respuestas de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad a partir de sistemas simplificados de un grado de libertad (sistema simplificado de referencia “SSR”) (Esteve *et al* 2002), este sistema se define por su rigidez inicial, rigidez posterior a la fluencia, masa, amortiguamiento, cortante y desplazamiento de fluencia. Estos parámetros se obtienen de la curva que relaciona al cortante basal con el desplazamiento de azotea, ambos obtenidos del análisis de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias.

Al aplicar métodos como los anteriores se pueden conocer de manera probabilística las deformaciones de entrepiso de edificios de varios niveles, de las cuales es posible obtener los niveles esperados de daño. También es posible estimar las demandas de ductilidad a las que cada nivel pudiese estar sometido, con el objeto de conocer la probabilidad de falla de cualquiera de ellos.

En la presente disertación se propone un criterio para conocer las funciones de confiabilidad sísmica en términos de la intensidad, evitando así la necesidad de conocer la capacidad de deformación del sistema.

1.2 Objetivos.

Desarrollar un criterio para evaluar la confiabilidad sísmica de edificios como función de la intensidad del movimiento, este criterio tiene por objeto evitar la necesidad de determinar la capacidad de deformación del sistema.

Aplicar el criterio a un sistema formado por marcos de concreto reforzado, tomando en cuenta la interacción suelo – estructura.

Obtener las funciones de confiabilidad que resulten de aplicar dicho criterio.

2. PLANTEAMIENTO

En este capítulo se plantea la metodología que se siguió a lo largo de este trabajo, así como los alcances del mismo. También se describen con detalle las características del sistema estructural, del modelo en estudio y se encuentra descrita la excitación sísmica a la que se sometió el modelo.

2.1 Alcance y metodología

2.1.1 Metodología. A lo largo de este trabajo se observaron una serie de pasos, los cuales se mencionan brevemente en los siguientes renglones, encontrándose descritos con mayor detalle en puntos posteriores del presente documento.

- Se diseñó el sistema estructural y cimentación de un edificio de 15 niveles, conformado por marcos de concreto reforzado, tomando en cuenta la interacción suelo – estructura.
- Con base en métodos de simulación de Monte Carlo, se obtuvieron propiedades medias y simuladas de la estructura original.
- Se realizaron análisis de empuje lateral pseudo-estático para cada estructura simulada.
- Se aplicó un análisis paso a paso a cada estructura simulada.
- Para llevar a cabo tanto el análisis de empuje lateral pseudo-estático como el análisis paso a paso, se consideraron movimientos sísmicos que cubren un intervalo suficientemente amplio de intensidades, que incluyen las correspondientes a diseño por condiciones de capacidad última, descritos con detalle en el punto 2.2.1.
- A partir de los análisis de respuesta anteriores se obtuvieron los índices de daño y de confiabilidad empleando el criterio propuesto en esta investigación. Este criterio por su importancia se describe con detalle a continuación.

El criterio que se propone para obtener los índices de daño y confiabilidad, se basa en la intensidad y consiste en lo siguiente:

El nivel de daño causado por un sismo en un marco de edificio con comportamiento no lineal se expresa por medio de la variable $D=(K_0-K) / K_0$, en donde K_0 es la rigidez inicial del sistema, definida mediante la pendiente inicial (rigidez tangente) de la curva cortante en la base contra el desplazamiento del extremo superior en el análisis de empuje lateral, y K es el valor de la rigidez secante en el instante en el que se presenta el máximo absoluto del desplazamiento del extremo superior durante la respuesta sísmica. Por definición, el colapso se presenta cuando $D = 1.0$. El nivel de daño se obtiene para cada estructura simulada.

A partir de los acelerogramas empleados para los análisis de respuesta se obtiene el espectro de pseudoaceleraciones en cada uno de ellos, y tomando en cuenta el periodo natural de vibración de la estructura con propiedades medias, se obtienen las intensidades (y).

Una vez hecho lo anterior contamos con una muestra aleatoria de parejas de valores de la intensidad sísmica (y) y del daño correspondiente (D). Estas muestras se generan mediante simulación de Monte Carlo y se pueden representar de manera similar a la figura 2.1. Empleando esta información se obtienen ecuaciones empíricas para el valor esperado y la desviación estándar de la intensidad necesaria para que el nivel de daño adquiriera un valor específico. Si este nivel se toma igual a 1.0, la intensidad en cuestión será la que cause el colapso del sistema.

Empleando datos similares a los de la figura 2.1, pueden obtenerse funciones de densidad de probabilidades de el $\ln(y)$ condicionales a los valores de índice de daño, d . Extrapolando estas para $d = 1.0$ se obtendría la (fdp) de la intensidad necesaria para obtener el colapso.

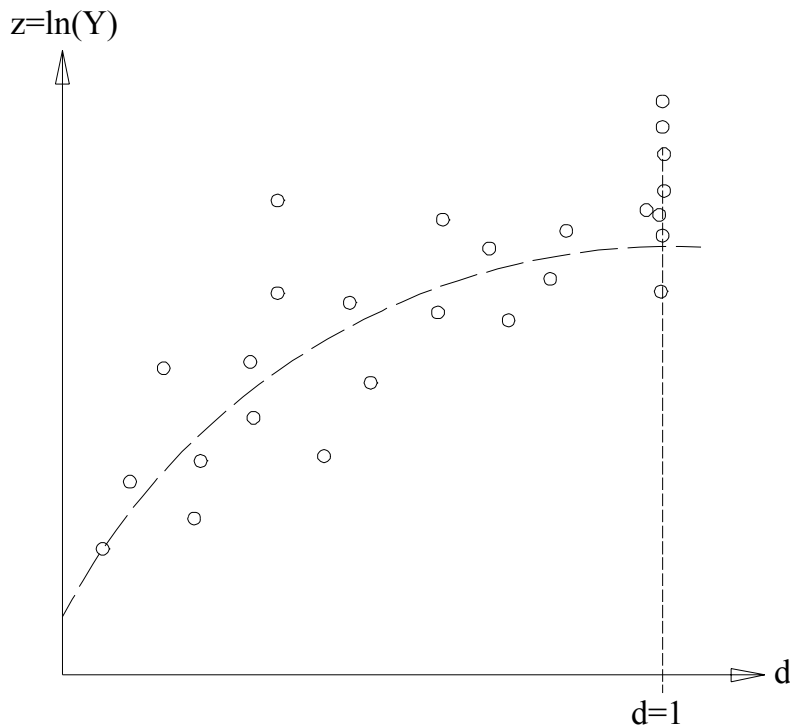


Figura 2.1 Intensidades requeridas para causar niveles dados de daños

Este criterio constituye una opción que parece ventajosa con respecto al criterio basado en el análisis dinámico incremental. Al igual que en este último, el índice β de confiabilidad, suponiendo que ocurre un temblor de intensidad $Y=y_a$ (intensidad actuante), puede obtenerse mediante el cociente $m_M(1.0) / \sigma_M(1.0)$ de la media entre la desviación estándar del margen de seguridad $M = Z - Z_a$ para la condición de que el nivel de daño es igual a 1.0. Aquí, Z y Z_a son los valores del logaritmo natural de Y y Y_a respectivamente. Se propone trabajar con Z , en

vez de hacerlo directamente con Y , en vista de que la primera varía entre ∞ e $-\infty$, lo que permite considerar la posibilidad de asignarle una distribución de probabilidades de tipo normal. Las variables que aparecen en el cociente para determinar β se calculan como sigue:

$$m_M(d) = m_Z(d) - Z_a \quad (2.1)$$

$$\sigma_M^2(d) = \sigma_Z^2(d) \quad (2.2)$$

Para calcular el índice de confiabilidad β ante condiciones de colapso, se toma $d = 1.0$ en las ecuaciones 2.1 y 2.2.

Para expresar m_Z en términos de d se puede adoptar una ecuación de la siguiente forma:

$$m_Z(d) = \frac{1}{n} \ln \frac{d}{c} \quad (2.3)$$

En esta ecuación, n y c son parámetros por determinar mediante ajuste con los datos de la muestra de valores de Z y D .

Los conceptos planteados en esta sección permitirán obtener funciones de confiabilidad de los sistemas estudiados, expresados como $\beta(y)$ o $\beta(z)$. Si las funciones de densidad de probabilidades de M pueden suponerse de forma normal, los valores de β que se obtengan pueden transformarse en valores de de probabilidades de colapso o de supervivencia como funciones de la intensidad. Si las distribuciones de probabilidades de Z o de M que resultan de los datos estadísticos no se pueden aproximar mediante la forma normal, es posible trabajar con variables transformadas que si puedan tomarse como normales, en vez de Z o M .

2.1.2 Alcances. Con el presente trabajo se pretende describir un criterio para estimar la confiabilidad sísmica de edificios, el cual no requiere emplear información sobre la capacidad de deformación lateral del sistema.

2.2 Caso estudiado

2.2.1 Excitación sísmica. Para poder realizar un estudio de confiabilidad sísmica es necesario contar con un conjunto de acelerogramas, para esta investigación se emplearon acelerogramas artificiales. Para obtener estos, las historias en el tiempo de las aceleraciones se generan de un proceso estocástico gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva en intensidad y contenido de frecuencias. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en frecuencia y amplitud (Alamilla, 2001a y Alamilla *et al*, 2001b).

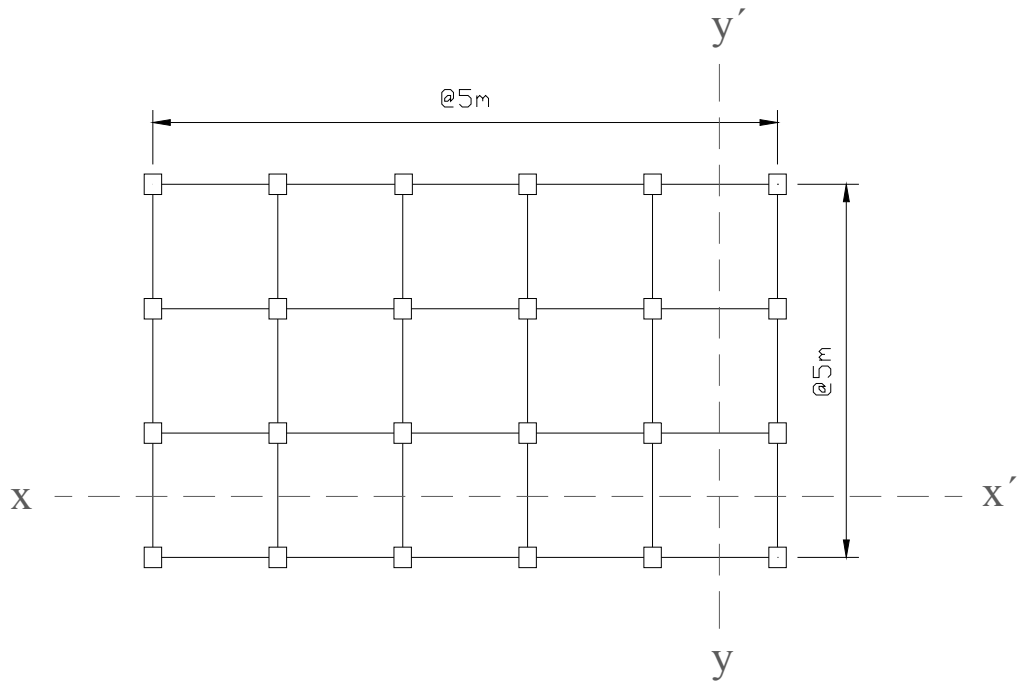
Las familias de temblores empleados corresponden a las presentadas por Esteva y Díaz (2000), las cuales tienen características similares a los temblores registrados en el sitio SCT, en la zona blanda del Distrito Federal.

Las intensidades elegidas y los valores de M y R que se eligen para dichos sismos se muestran en la tabla 2.1, y para cada intensidad se tiene una familia de veinte registros simulados.

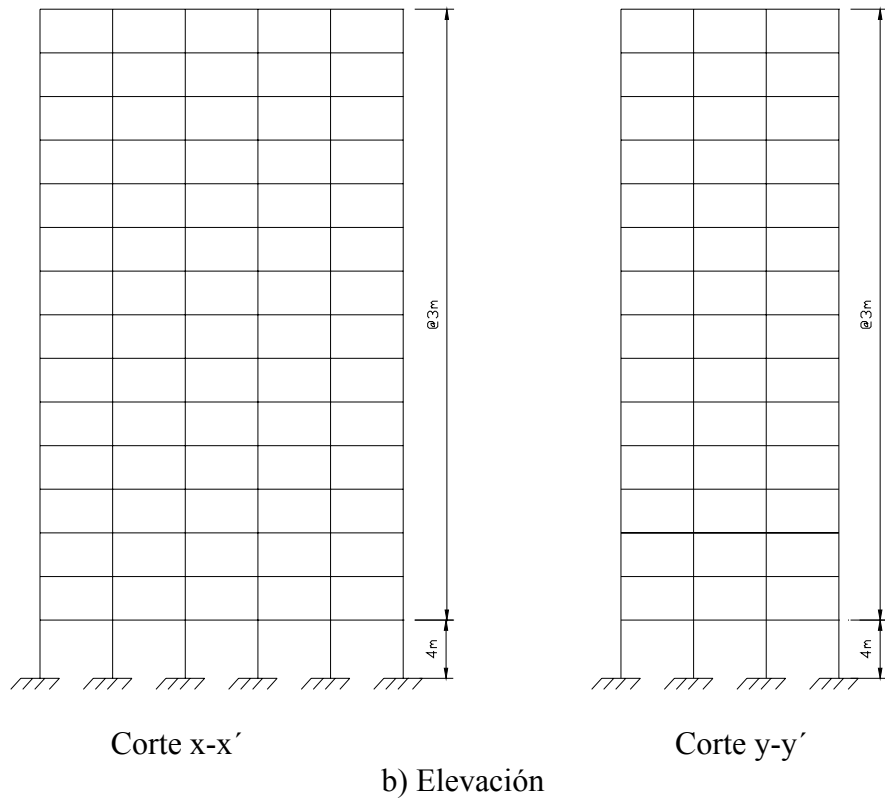
Intensidad (y) (cm/seg ²)	Nombre de la familia	Magnitud	Distancia (Km)
680	SCT0680	7.7	309
980	SCT0980	7.8	305
1177	SCT1177	7.8	321

Tabla 2.1 Familias de acelerogramas artificiales

2.2.2 Sistema estructural. Para poder desarrollar el criterio planteado en esta investigación, se estudia un edificio de 15 niveles conformado por marcos dúctiles de concreto reforzado, con una distribución regular tanto en planta como en altura, como se puede apreciar en la figura 2.2a y 2.2b. Es destinado para usarse como oficinas desplantado en la zona de lago de la ciudad de México. Se desprecian los efectos de torsión por la simplicidad, pero no así la interacción suelo – estructura.



a) Planta del edificio



b) Elevación

Figura 2.2 Sistema estructural

3. DISEÑO DEL SISTEMA ESTUDIADO

A lo largo de este capítulo se presenta el procedimiento de diseño del edificio elegido para su análisis. Se exponen también los resultados obtenidos de dicho diseño.

El edificio se diseñó de acuerdo al reglamento de construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF 2003) y a sus normas técnicas complementarias, tomando en cuenta la interacción suelo – estructura, de acuerdo con el apéndice A de las NTC. Como consecuencia de esta última consideración, el espectro de diseño que se consideró, además de reducción por sobrerresistencia, también se redujo por efectos de interacción suelo – estructura. Esta reducción se puede encontrar en el anexo 1.

Por la ubicación del edificio, corresponde para el diseño considerar un coeficiente sísmico $c = 0.4$. Por modelarse como marco dúctil se emplea un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

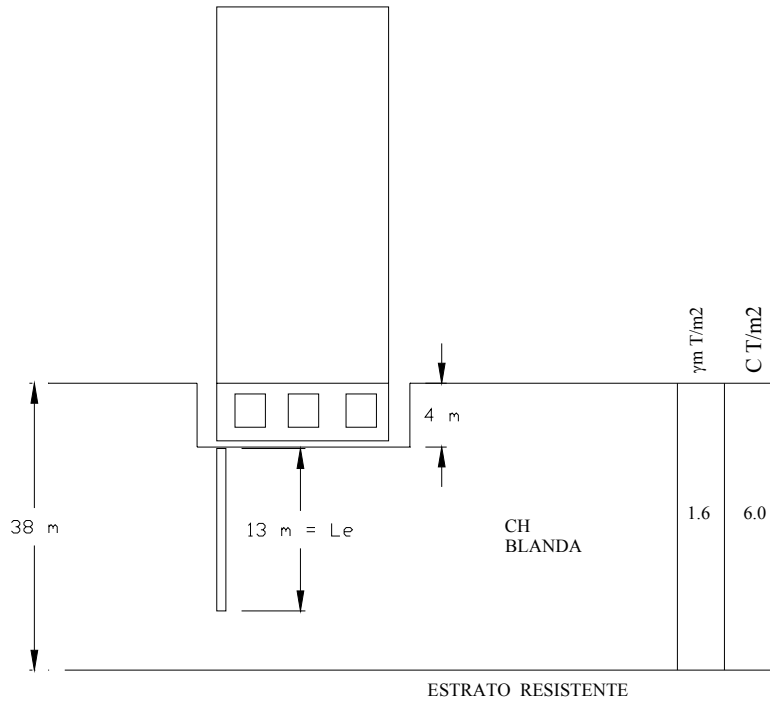
Se considera desplantado en el sitio de SCT, esto es, en suelo blando, específicamente en la zona III c, donde el periodo dominante del suelo, $T_s = 2$ seg., la profundidad de los depósitos firmes es $H_s = 38$ m y el módulo de rigidez medio del suelo, $G = 946.02$ T/m². El cálculo de estos dos últimos parámetros se encuentra en el anexo 1.

Se supone concreto clase 1, con esfuerzo de falla a la compresión $f'_c = 250$ kg/cm², con módulo de elasticidad de $14000\sqrt{f'_c}$ y peso volumétrico de 2400 kg/m³. El acero por su parte con un esfuerzo de fluencia, $f_y = 4200$ kg/cm².

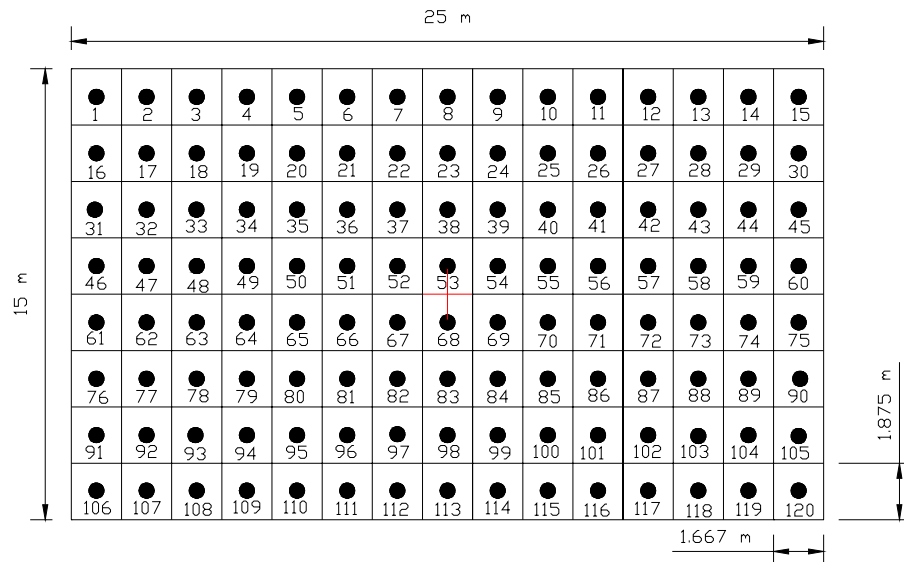
Respecto a los efectos de las cargas, se consideran las verticales y las sísmicas. Para todos los niveles incluso la azotea, la carga muerta se establece con un valor de 600 kg/m², que considera el peso de la losa y elementos que gravitan sobre ella, excluyendo peso propio de traveses y columnas. La carga viva máxima así como la viva instantánea se suponen iguales a 180 kg/m².

Respecto a la cimentación, ésta fue diseñada observando el RCDF y sus NTC referidas a cimentaciones, tomando en cuenta el tipo de cimentación empleada normalmente en edificios con las características del expuesto. Como resultado se obtuvo un cajón de cimentación rígido, desplantado a 4m de profundidad, complementado con 120 pilotes de fricción con un diámetro $d=0.5$ m y longitud efectiva $L_e=13$ m, considerando las propiedades del suelo en el sitio de referencia. En las figuras 2.3a y 2.3b se presenta esquemáticamente la cimentación.

Después de diseñar el edificio considerando todas y cada una de las condicionantes anteriores, se obtuvo la geometría de traveses y columnas. En la tabla 3.1 se presentan las dimensiones de los elementos estructurales resultantes.



a) Corte de la cimentación



b) Distribución de pilotes de fricción

Figura 2.3 Cimentación de la estructura en estudio

Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)
1	70 x 75	30 x 60
2	70 x 75	30 x 60
3	70 x 75	30 x 60
4	70 x 75	30 x 60
5	70 x 75	30 x 60
6	60 x 70	30 x 60
7	60 x 70	30 x 60
8	60 x 70	30 x 60
9	60 x 70	30 x 60
10	60 x 70	30 x 60
11	60 x 70	30 x 60
12	60 x 70	30 x 60
13	40 x 50	30 x 60
14	40 x 50	30 x 60
15	40 x 50	30 x 60

Tabla 3.1 Dimensiones en centímetros de los elementos estructurales para el edificio en estudio

4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD.

4.1 Simulación de la excitación

El modelo probabilista propuesto para obtener el movimiento del terreno está basado en el desarrollado por Yeh y Wen (1989), en el cual se considera al movimiento sísmico como un proceso aleatorio gaussiano modulado en amplitud y frecuencia:

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\varphi(t)) \quad (4.1)$$

donde $\xi(t)$ es la aceleración del suelo como función del tiempo, t ; $I(t)$ es una función determinista moduladora de la amplitud, $\varphi(t)$ es una transformación de la escala en el tiempo cuya función es una modulación de frecuencias y $\zeta(\varphi(t))$ es un ruido blanco filtrado gaussiano estacionario con respecto a φ , con varianza igual a la unidad.

La función de modulación de la amplitud $I(t)$, se define como la raíz cuadrada de la varianza instantánea de $\xi(t)$ y se calcula como la raíz cuadrada de la derivada del tiempo de la función de energía acumulada dada por:

$$W(t) = \int_0^t E[\xi^2(\tau)] d\tau \quad (4.2)$$

La función moduladora de la frecuencia $\varphi(t)$, sirve para representar la variación de la frecuencia dominante de la aceleración durante el sismo y se determina definiendo una función $\mu_0(t)$, que es igual al valor medio del número de veces que la historia en el tiempo de las aceleraciones pasa por cero durante el tiempo t . Siguiendo un planteamiento semejante al de Saragoni y Hart (1974), se puede demostrar que

$$\varphi(t) = \frac{\mu_0(t)}{\mu'_0(t_0)} \quad (4.3)$$

donde ($'$) representa la derivada respecto al tiempo y t_0 es el instante en el que se determina una densidad espectral de referencia para el proceso estocástico que describe a la historia de las aceleraciones en el tiempo.

En el caso de la densidad espectral $S(\omega, t_0)$ para el movimiento en el instante de referencia t_0 , se adopta la forma propuesta por Clough y Penzien (1975).

$$S(\omega, t_0) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad (4.4)$$

aquí ζ_g y ω_g son parámetros del filtro de Kanai – Tajimi (Kanai, 1957; Tajimi, 1960) que representan el contenido de energía en el intervalo de frecuencias altas e intermedias y ζ_f y ω_f , son parámetros introducidos por Clough y Penzien para aproximar la distribución de la energía en el intervalo de frecuencias bajas. S_0 es una constante de normalización tal que la varianza de $\zeta(\varphi(t))$ es igual a la unidad e igual a:

$$S_0 = \frac{1}{\pi} \frac{2\zeta_g \zeta_f \left[(\omega_g^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega_g^2 \omega_f^2 (\zeta_g^2 - \zeta_f^2) + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\omega_g^2 + \omega_f^2) \right]}{\omega_g^4 (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \left[\zeta_g \omega_f^3 + \zeta_f \omega_g^3 + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) \right]} \quad (4.5)$$

La función $\zeta(\varphi)$ es un ruido blanco filtrado con densidad espectral bilateral $S(\omega)$, $-\infty < \omega < \infty$, el cual puede expresarse como

$$\zeta(\varphi) = \sum_{j=1}^N \sigma_j (a_j \cos \omega_j \varphi + b_j \text{sen} \omega_j \varphi) \quad (4.6)$$

aquí a_j y b_j son variables aleatorias independientes con media cero y desviación estándar unitaria (Parzen 1962). Para N grande la distribución de la sumatoria será gaussiana. σ_j depende de la forma del filtro $S(\omega)$. Si la densidad espectral unilateral de la función está dada por $G(\omega) = 2S(\omega)$, $\omega > 0$ y $\Delta\omega$ representa el ancho de N intervalos que cubren las frecuencias que contribuyen significativamente a la energía del temblor:

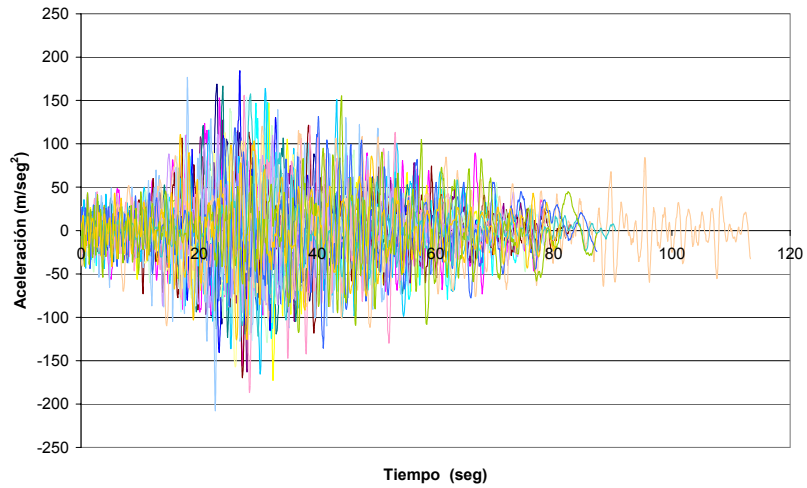
$$\sigma_j^2 = G(\omega_j) \Delta\omega \quad (4.7)$$

Se requiere establecer las funciones $I(t)$ y $\varphi(t)$, así como definir los parámetros que las componen, para que sea posible aplicar el método señalado anteriormente.

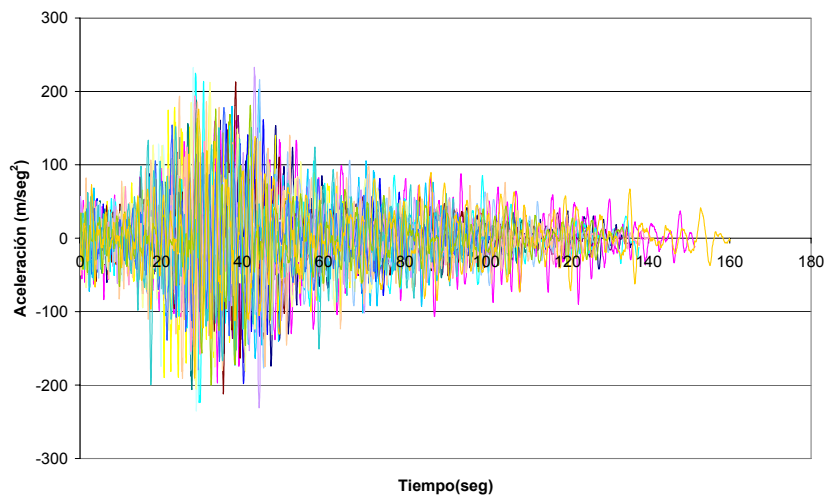
Bajo este tenor, se emplearon familias de acelerogramas artificiales basados en el método antes expuesto y generados siguiendo los criterios propuestos por Alamilla *et al.* (2001 a y b).

De esta forma y como ya se expresó en el punto 2.2.1, las familias de temblores empleados corresponden a las presentadas por Esteva y Díaz (2000). En las figuras 4.1a, 4.1b y 4.1c se

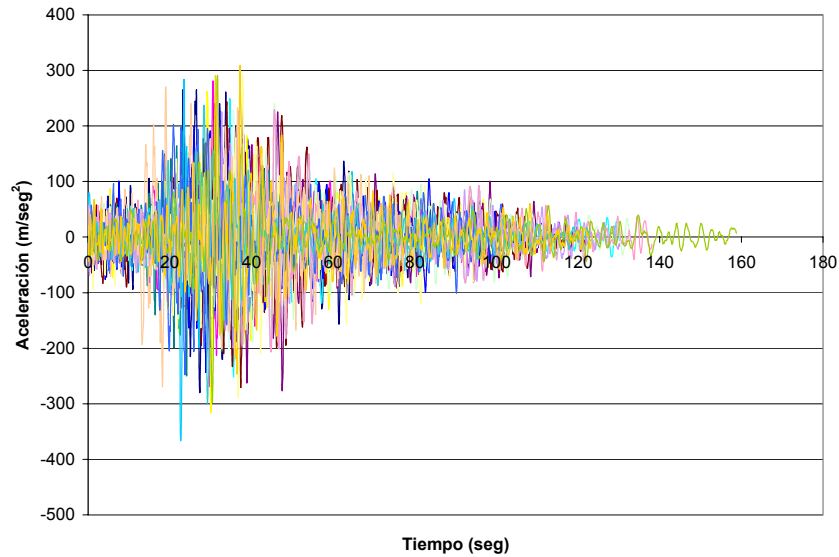
puede apreciar la forma de estos acelerogramas artificiales, cada figura corresponde a una familia distinta de estos.



a) Familia SCT0680



c) Familia SCT980



d) Familia SCT1177

Figura 4.1 Familias de acelerogramas artificiales

4.2 Simulación de la estructura

Para poder realizar los análisis no lineales, es necesario recurrir a una simplificación del edificio en cuestión, la cual consiste en considerar que su respuesta sísmica se aproxima a la de uno de sus marcos interiores en la dirección corta. La masa asociada a cada nivel se toma igual a la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel, dividida entre el número de marcos en dirección perpendicular a la de estudio.

Para este modelo conformado por un marco, las cargas gravitacionales son iguales al área tributaria correspondiente, incluyendo las descargas de las crujías en dirección perpendicular a él. El marco que se toma como modelo representativo del edificio es el que se muestra en la figura 4.2.

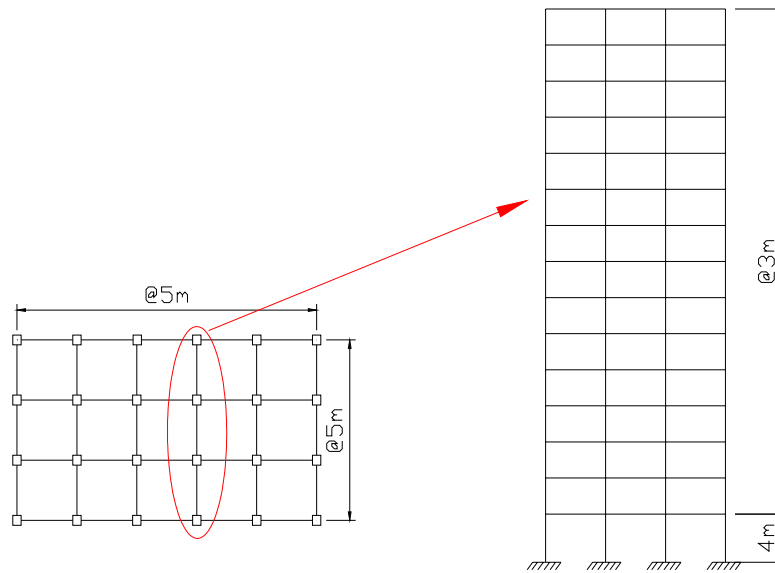


Figura 4.2 Marco modelo, para análisis

Una vez que se tiene idealizado el modelo, los elementos estructurales de éste conservan las mismas propiedades derivadas del diseño inicial para el edificio original, siendo estas las *propiedades nominales*. A partir de las propiedades nominales se determinan los sistemas con propiedades medias y simuladas. Para esto se emplea un programa de cómputo desarrollado en el Instituto de Ingeniería, “SIMESTRU” (Alamilla, 2001). Este programa opera bajo los criterios de la simulación de Monte Carlo y considera incertidumbres que se pueden dividir en dos grupos. Las asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las relacionadas con la excitación externa.

Dentro de las incertidumbres asociadas a las propiedades estructurales se encuentran:

- Incertidumbres en la intensidad de la carga viva; para caracterizarla Alamilla (2001) toma como referencia el modelo de Pier y Cornell (1973) para hacer la simulación de las cargas vivas. Considerando que los parámetros determinados para el modelo corresponden a edificios construidos en otros países. Y como consecuencia de lo anterior, este autor hace una adecuación de los valores de dichos parámetros para adecuarlos a las condiciones de edificación en el Distrito Federal. Así, toma el valor medio de la carga viva en edificios de oficinas obtenido por Ruiz y Soriano (1997), $m_o=75.1\text{kg/m}^2$. La transformación consiste en expresar la incertidumbre en el modelo citado en términos de coeficientes de variación. Esto es aceptable pues los datos estadísticos expresados en términos de los coeficientes de variación de cargas vivas en edificios desplantados en la ciudad de México se ajustan adecuadamente al modelo ajustado por Pier y Cornell.
- La variación en la intensidad de las cargas muertas, que se encuentra determinada por las variaciones en dimensión de los elementos y por variaciones de los pesos de los materiales que se emplean. En este documento se emplea una metodología desarrollada por Alamilla (2001). Este autor considera que la correlación entre cargas que provienen de diferentes

pisos se puede obtener en forma subjetiva por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes. De esta forma, en el presente trabajo se aplican el método de Monte Carlo y la metodología propuesta por Alamilla (2001) para obtener simulaciones del valor de la carga muerta sobre los casos a estudiar.

- Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado.
- Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto en la estructura. La resistencia a compresión del concreto es afectada por varios factores, entre los cuales podemos citar a la edad, calidad del agregado, relación agua–cemento, humedad, técnica de curado, temperatura. Las propiedades estadísticas de esta propiedad se han podido estimar como función de la resistencia media obtenida en ensayos experimentales.
- Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto. El valor de esta propiedad se puede caracterizar en función de la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto.
- Incertidumbre en el módulo tangente del concreto. Esta propiedad se encuentra correlacionada con la resistencia nominal a compresión.
- Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo. Para evaluar esta propiedad se recurre al modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), en el cual determinan el comportamiento esfuerzo–deformación de las barras de acero fabricadas en México.
- Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal. El área del acero de refuerzo longitudinal puede presentar variaciones respecto a la especificada por el diseño, debido a varios factores, como ajuste a diámetros comerciales, así como al proceso de detallado. Para determinar esta variación se recurre a la variable propuesta por Mirza y MacGregor (1979)

Esta serie de incertidumbres asociadas a las propiedades estructurales, las cuales son consideradas por el programa, para obtener los modelos con propiedades medias y simuladas, aparecen en este documento brevemente mencionadas, debido a que se encuentra con todo detalle en investigaciones precedentes a esta; por ejemplo en Esteva y Díaz (2000), Ismael (2003).

Empleando el programa de simulación ya mencionado se generaron a partir del modelo con propiedades nominales, un modelo con propiedades medias y sesenta modelos con propiedades simuladas, los cuales se emplearon para realizar los análisis de empuje lateral pseudo – estático y los análisis paso a paso. Estos se encuentran descritos en capítulos subsecuentes.

4.3 Análisis de respuesta

Para el análisis de la respuesta sísmica inelástica del marco representativo del edificio, se empleó el programa de computadora “DEIHINTE” que tiene como base el programa DRAIN – 2D (Powell, 1973), en su versión modificada en el Instituto de Ingeniería, la cual consiste en primer término en la inclusión del modelo de degradación de resistencia y rigidez propuesto por Campos y Esteva (1997).

Este modelo considera el deterioro de rigidez y resistencia con base en un índice de daño, ε , que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado, D . Los parámetros ε y D se definen mediante las siguientes expresiones:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (4.9)$$

donde, α es una constante de ajuste igual a 0.0671 y ε toma valores en el intervalo de 0 a 1; θ y θ_F serán definidos más adelante.

De la expresión anterior se tiene que el elemento estructural no alcanza la falla cuando $D = 1$, pudiendo el elemento soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación anterior. El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia. Esta reducción se define como:

$$F_D(\theta) = F(\theta)(1 - \varepsilon) \quad (4.10)$$

Donde θ es la rotación máxima en la estructura en el ciclo i y $F(\theta)$ es la carga correspondiente a la rotación θ en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica.

En la figura 4.3 se muestra el modelo utilizado, el cual corresponde a un diagrama momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente.

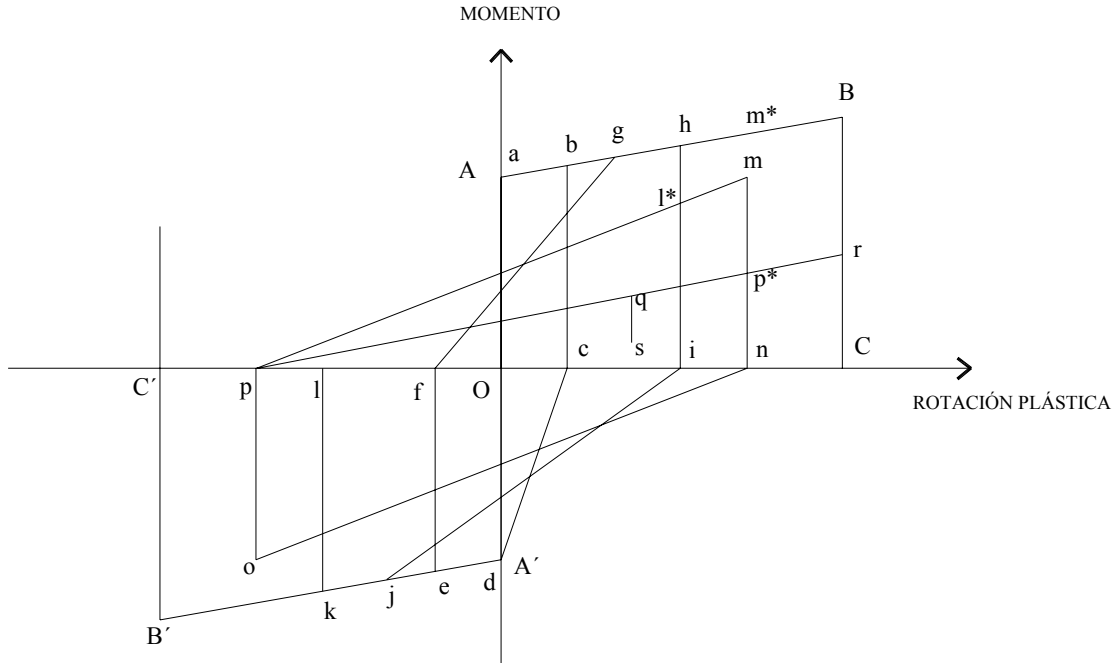


Figura 4.3 Modelo de deterioro de rigidez y resistencia

En el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto A y de falla, punto B , es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformaciones es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (4.11)$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (4.12)$$

Aquí, θ es la rotación plástica; θ_F , es la rotación asociada a la falla; lp , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y ϕ_y, ϕ y ϕ_F , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

Por otra parte el programa “DEIHINTE” contiene una modificación adicional del original DRAIN, la cual fue hecha por Ismael (2005), quien unió los programas DRAIN con degradación de resistencia y rigidez (Campos y Esteva, 1997) y el programa DRAINTE (Mendoza, 1991) el cual considera la interacción suelo – estructura.

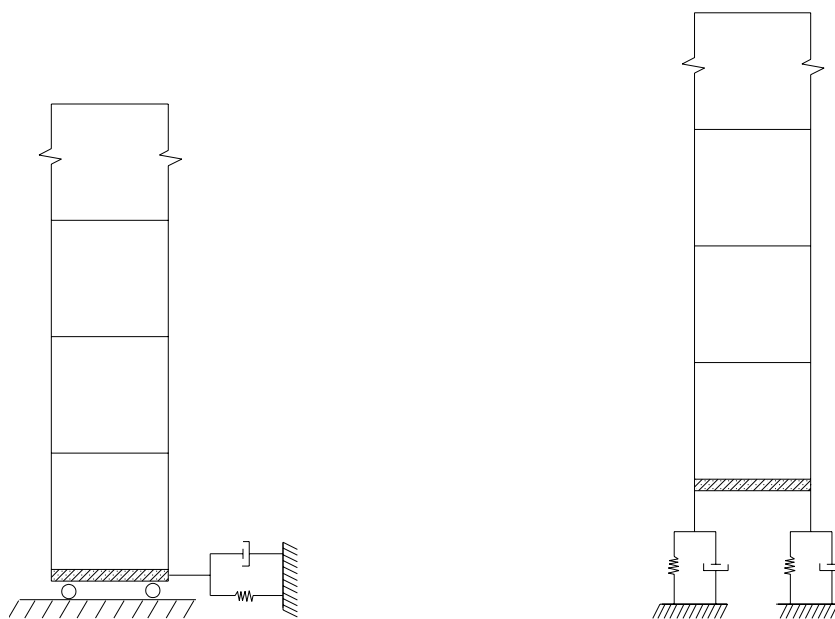
El programa DRAINTE es una versión modificada del DRAIN – 2D (Powell, 1973), la cual considera los grados de libertad adicionales de un modelo sencillo de interacción suelo –

estructura, definido por un sistema de masas – resortes y amortiguadores asociados a la traslación horizontal y al cabeceo de la base de la estructura. El fin de esta modificación es evitar el uso de artificios para representar la interacción suelo – estructura, tales como el llamado “entrepiso ficticio”. El cual consiste en suponer un entrepiso ficticio bajo el nivel del suelo, con traveses muy rígidas y escogiendo las propiedades de las columnas de este entrepiso de manera que sea equivalente al modelo de interacción considerado (Kojic, Trifunac y Anderson, 1984). Sin embargo este artificio tiene el inconveniente de presentar problemas numéricos debido a la presencia de traveses de rigidez muy alta, comparada con los elementos estructurales reales, además de presentarse problemas para considerar el amortiguamiento propio de la interacción.

El modelo bajo el cual se incluyó el efecto de la interacción dinámica suelo – estructura en el programa DRAINER, considera por separado dos modos de interacción (Esteva y Mendoza, 1989).

- Un modo de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso, referidos al grado de libertad del desplazamiento horizontal de la base de la estructura.
- Un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador, referidos al grado de libertad de rotación de la base de la estructura.

Estos modelos se ilustran en las figuras 4.4 a y 4.4 b. En cuanto a la determinación de los valores de los parámetros, esta se encuentra implícita en la reducción del espectro por interacción suelo – estructura; por lo tanto se presenta en el anexo 1.



a) Vibración de traslación horizontal

b) Vibración de cabeceo

Figura 4.4 Modelos matemáticos para considerar los grados de libertad adicionales

4.3.1 Análisis de empuje lateral pseudoestático. Para realizar este tipo de análisis se empleó el programa DEIHINTE, tomando como entrada los sesenta modelos generados con propiedades simuladas, descritos anteriormente y excitándolos con una aceleración en la base de tipo lineal monotónica creciente. La pendiente de esta aceleración fue muy pequeña, para así evitar que intervengan efectos dinámicos en la respuesta.

Para poder efectuar el análisis de empuje lateral pseudoestático (ELS), se requiere la aplicación de fuerzas crecientes aplicadas en cada entrepiso; dichas fuerzas se obtienen de un análisis modal espectral de la estructura en cuestión. Debido a que el DRAIN – 2D no permite aplicar fuerzas variables a la estructura y como consecuencia tampoco lo admite el DEIHINTE, se recurrió a un artificio para poder reproducir las condiciones de un ELS, el cual consiste en lo siguiente:

- Efectuar un análisis modal espectral sobre el marco con propiedades medias, con lo cual se obtienen las fuerzas cortantes para cada entrepiso.
- Obtener la relación que guardan entre sí las fuerzas cortantes para el análisis modal espectral del marco con propiedades medias.
- Agregar una crujía ficticia a cada marco generado con propiedades simuladas, de tal forma que las columnas de esta crujía ficticia sean muy flexibles lateralmente y las trabes sean muy rígidas axialmente; de esta forma garantizamos que las excitaciones se transmitirán íntegramente al marco de interés. Este modelo ficticio se puede apreciar en la figura 4.5.
- Superponer masas en los nudos externos de la crujía ficticia, para cada marco con propiedades simuladas. Estas masas deben tener como características, ser muy grandes en relación con las del marco original y guardar la misma relación que las fuerzas obtenidas del análisis modal espectral.

Con lo anterior y aplicando el programa DEIHINTE para cada estructura simulada y excitándolas mediante una aceleración de tipo lineal monotónica creciente y con pendiente muy pequeña, se obtiene un ELS para cada marco simulado. Estas curvas se muestran en el anexo 2.

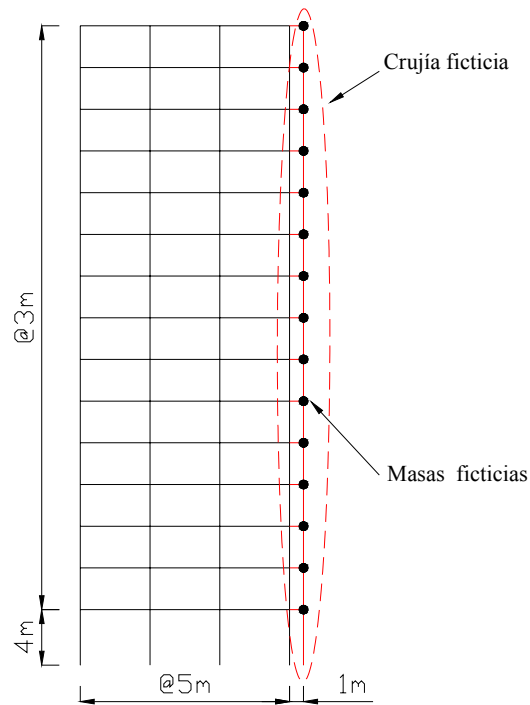


Figura 4.5 Crujía ficticia adicional

4.3.2 *Análisis paso a paso.* Para el análisis paso a paso también se empleó el programa DEIHINTE, pero en este caso se aplicó a los sesenta marcos con propiedades simuladas generados a partir del marco original, y tomando las tres familias de sismos ya descritas anteriormente. De esta forma se generan curvas que expresan la relación entre desplazamiento en la punta contra cortante basal. Estas curvas se presentan en el anexo 3.

4.4 Funciones de confiabilidad

Como punto de partida para la teoría de confiabilidad estructural, se tiene que cualquier obra de ingeniería esta expuesta a llegar al colapso parcial o total o llegar a condiciones suficientes para no poder cumplir alguna de sus funciones. Un modo de falla es consecuencia de lo anteriormente expuesto y se puede encontrar que a cada modo de falla se le pueden asociar ciertas consecuencias. De la misma forma a cada modo de falla se le puede asociar una cierta probabilidad de ocurrencia, así el complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo de falla se denomina “*confiabilidad*”.

4.4.1 *Funciones de confiabilidad sísmica en términos de la intensidad.* El procedimiento general para obtener funciones de confiabilidad basándose en la intensidad se ha desarrollado

en el punto 2.1. En el presente punto se describirá el procedimiento específico para nuestro modelo en estudio.

El daño se calculó de la expresión $D = (K_0 - K) / K_0$ en donde K_0 es la rigidez inicial del sistema, que se obtuvo a partir de las curvas de empuje lateral pseudoestático, ajustando cada una de estas a una curva de tipo bilineal y obteniendo así su rigidez inicial K_0 . En el anexo 2 se presentan los ajustes correspondientes.

K es el valor de la rigidez secante, en el instante en el que se presenta el máximo absoluto del desplazamiento del extremo superior, durante la respuesta sísmica. Este parámetro se obtuvo de los análisis paso a paso, de acuerdo a lo indicado anteriormente. Los resultados de los análisis paso a paso se presentan en el anexo 3 del presente documento.

Partiendo de los acelerogramas empleados para los análisis de respuesta se obtiene el espectro de pseudoaceleraciones para cada uno de ellos. De cada uno de estos espectros se toma la intensidad, definida como la ordenada del espectro lineal de pseudoaceleraciones para el periodo natural de vibración de la estructura generada con propiedades medias. Se calcula el logaritmo natural de cada intensidad (y).

De esta forma se grafica el daño (d) contra el $\ln(y) = z$, como se indica en el punto 2.1.1. En la figura 4.6 se puede apreciar esta relación. Posteriormente se procede a ajustar la curva (d) contra (z), mediante la función de ajuste ec. (4.13), lo cual es equivalente a obtener la esperanza de z .

$$z = a + bd - c \left(\frac{1-d}{d} \right)^2 \quad (4.13)$$

donde $a = 5.7163$, $b = 0.5378$, $c = 0.00010194$

En la figura 4.7 se puede apreciar el ajuste, el cual corresponde a la esperanza de z . Por lo

tanto $\bar{z} = a + bd - c \left(\frac{1-d}{d} \right)^2$

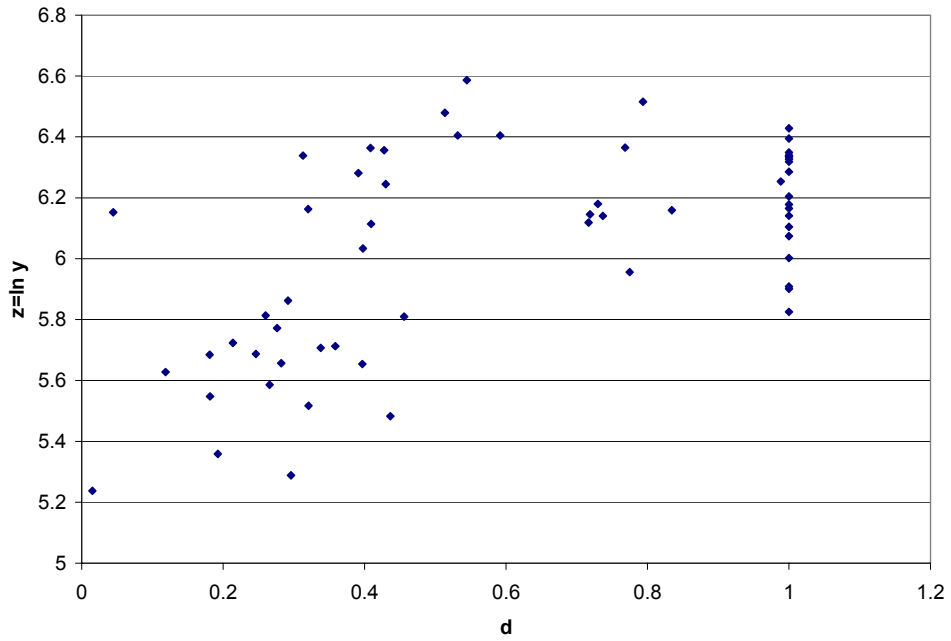


Figura 4.6 Relación de daño contra logaritmo natural de la intensidad

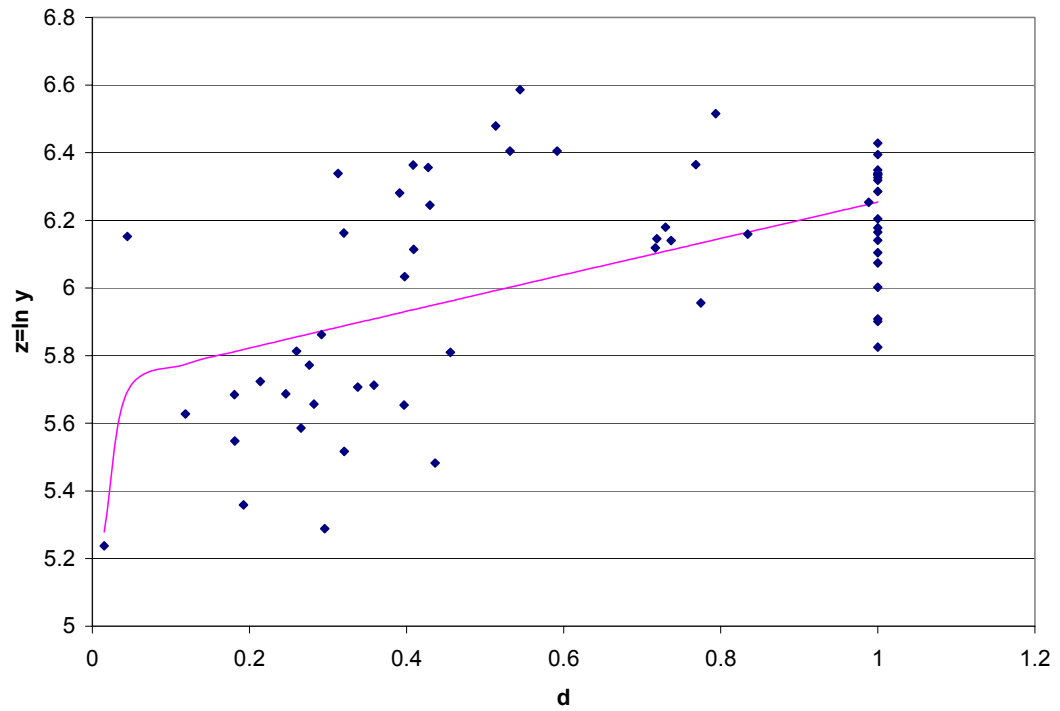


Figura 4.7 Valor esperado de z

Ahora requerimos conocer la desviación estándar de la intensidad (σ_z), necesaria para que el nivel de daño adquiriera un valor específico. Así que para obtener σ_z se tiene que:

$$\sigma_z^2 = E[z - \bar{z}]^2 \quad (4.14)$$

Por lo tanto obtenemos los valores $(z - \bar{z})^2$ y se grafican contra el daño d , para posteriormente ajustar la curva y obtener $\sigma_z^2 = E[z - \bar{z}]^2$. En la figura 4.8 se presenta esta curva. La función de ajuste para este caso es,

$$z = f + gd^{-2} \quad (4.15)$$

Entonces:

$$\sigma_z^2 = f + gd^{-2} \quad (4.16)$$

Donde $f = 0.0672484$ y $g = 0.00028074$

La curva de ajuste se presenta en la figura 4.9.

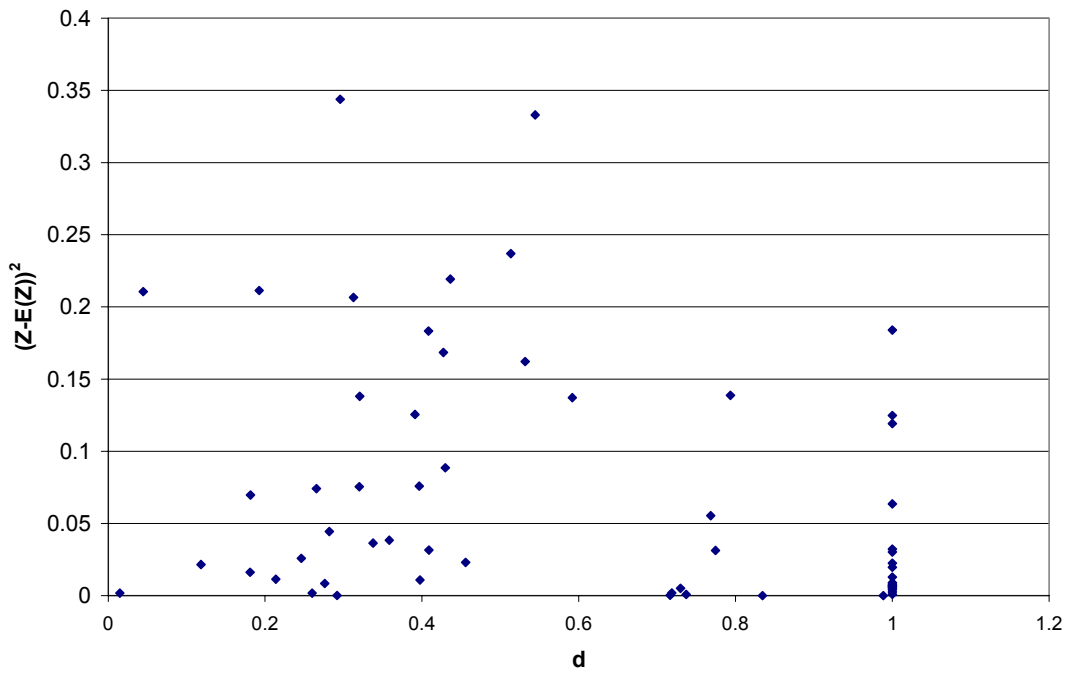


Figura 4.8 Curva d contra $(z - \bar{z})^2$

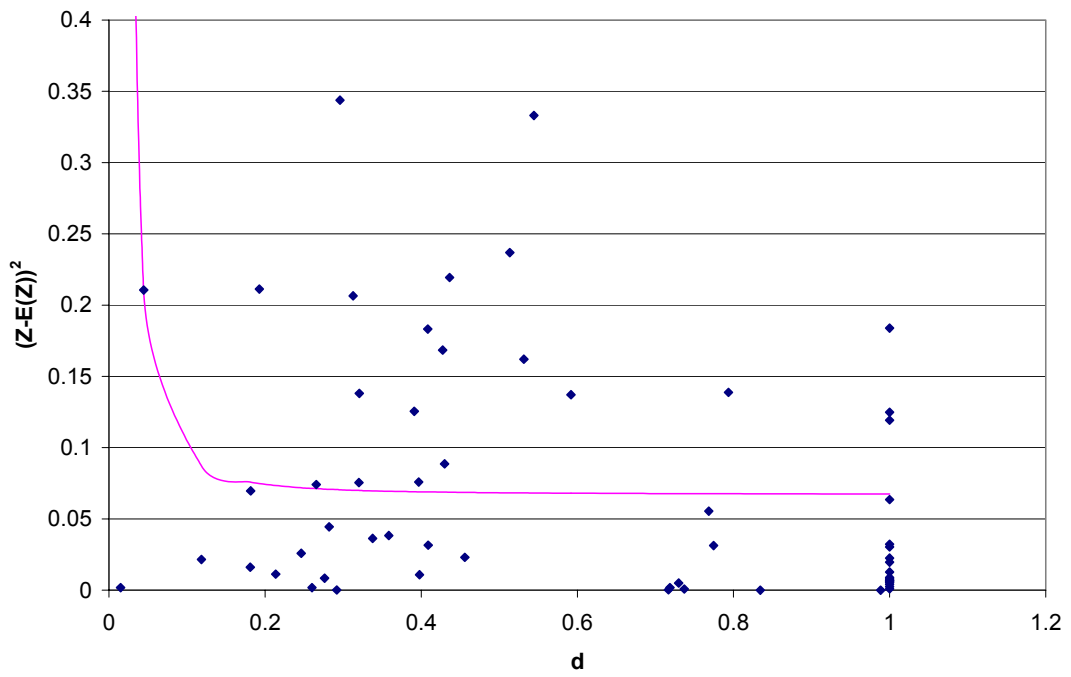


Figura 4.9 Varianza de z

El margen de seguridad se define como:

$$M = \ln(Y_r - Y_a) \quad (4.16)$$

donde Y_r es la intensidad resistente y Y_a es la intensidad actuante.

La confiabilidad se estima mediante el índice de Cornell β , el cual se define como se indica en la ec. (4.17)

$$\beta = \frac{E(M)}{\sigma(M)} \quad (4.17)$$

de donde se obtiene que:

$$\beta(y) = \frac{E[\ln(y_r) - \ln y]}{\sigma[\ln(y_r) - \ln y]} = \frac{\bar{z} - \ln y}{\sigma_z} \quad (4.18)$$

Sustituyendo en la ecuación 4.18 las funciones de ajuste para cada término se tiene que:

$$\beta(y) = \frac{a + bd - c \left(\frac{1-d}{d} \right)^2 - \ln y}{\sqrt{f + g(d^{-2})}} \quad (4.19)$$

Para calcular el índice de confiabilidad β ante condiciones de colapso, se toma $d=1$, de lo que obtenemos:

$$\beta(y) = \frac{a + b - \ln y}{\sqrt{f + g}} \quad (4.20)$$

Y sustituyendo los valores de:

$$\begin{aligned} a &= 5.7163825 \\ b &= 0.53777857 \\ f &= 0.067248448 \\ g &= 0.000280744. \end{aligned}$$

se tiene que:

$$\beta(y) = \frac{6.2541 - \ln y}{0.25984} \quad (4.21)$$

Si en la ecuación 4.21 sustituimos valores de la intensidad, comprendidos en el intervalo de intensidades de los sismos considerados, obtenemos una gráfica que nos muestra el índice de confiabilidad correspondiente a cada intensidad elegida. Esta gráfica se muestra en la figura 4.10

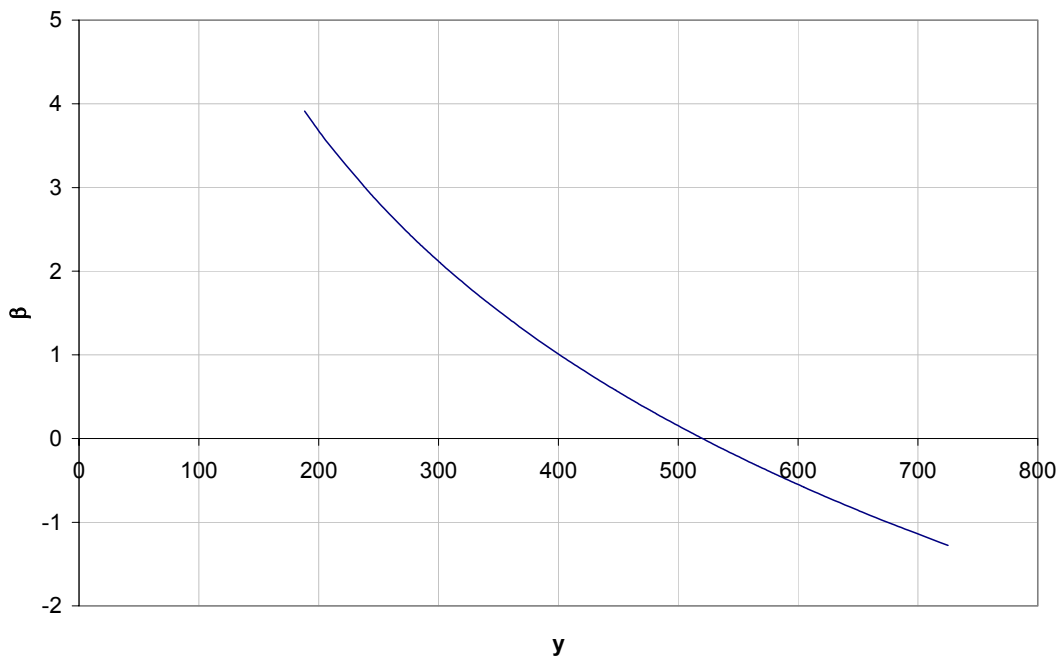


Figura 4.10 Índice de confiabilidad (β), correspondiente a diferentes intensidades

4.4.2 *Probabilidad de falla.* Teniendo el resultado anterior, nos interesa conocer cual es la probabilidad de falla para este edificio tomando la intensidad correspondiente del espectro obtenido para el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Sabemos que:

$$\beta = \frac{\bar{z}}{\sigma_z} \quad (4.22)$$

Y la probabilidad de falla se obtiene de:

$$P_F = P(z < 0) = P\left[\frac{z - \bar{z}}{\sigma_z} < -\beta\right] \quad (4.23)$$

Para calcular P_F se considera que $\frac{z - \bar{z}}{\sigma_z}$ tiene una distribución normal (0,1)

Del espectro para la componente Este–Oeste del sismo del 19 de septiembre de 1985, tenemos que la intensidad correspondiente al periodo natural de nuestra estructura con propiedades medias es $y=246 \text{ cm/seg}^2$. Recurriendo a una tabla de distribución normal (0,1), obtenemos el valor de P_F ,

$$P_F=0.002$$

El cual corresponde a la probabilidad de falla de nuestro edificio, cuando es expuesto al acelerograma de la componente Este–Oeste en el sitio SCT, del 19 de septiembre de 1985.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

A partir de los resultados obtenidos a lo largo de este documento, podemos observar que el criterio para obtener funciones de confiabilidad sísmica, basado en términos de la intensidad, es un criterio que ofrece simplicidad en su aplicación, evitando varios pasos que requieren los métodos basados en capacidades de deformación.

Del criterio desarrollado en esta investigación, podemos obtener implícitamente parámetros importantes, como:

- Margen de seguridad (M).
- Índice de confiabilidad (β).
- Probabilidad de falla (P_f).

También se observa que la obtención de una gráfica como la 4.10, donde se muestra el índice de confiabilidad correspondiente para diferentes intensidades, puede ser de gran utilidad, ya que remitiéndose a esta gráfica y conociendo un valor específico de interés de la intensidad (y) podemos conocer el índice de confiabilidad β para la estructura en cuestión.

Otro punto importante que se puede apreciar, es la facilidad con que se puede conocer la probabilidad de falla para una estructura. Fijando una intensidad de interés, podemos conocer, como ya se mencionó, el índice de confiabilidad β . Una vez conocido éste, es posible obtener la probabilidad de falla, apoyándonos en una función de distribución normal de tipo (0,1).

Por otro lado, las recomendaciones sugeridas se dirigen a complementar este trabajo y consisten en los siguientes puntos:

- Aplicar el criterio que se ha desarrollado a varias estructuras basadas en marcos, teniendo así una gama que permita realizar comparaciones con otros tipos de sistemas estructurales.
- Comparación de los datos obtenidos bajo el criterio expuesto aquí, con los que resulten de un análisis hecho bajo lineamientos de los criterios basados en capacidades de deformación.
- Comparación entre funciones de confiabilidad de sistemas estructurales a base de marcos continuos, como es el caso, y de sistemas combinados marco – muro.
- Diseñar sistemas estructurales como el presentado aquí, pero tomando en cuenta varios factores de comportamiento sísmico (Q), con lo cual se pueden obtener varias curvas para el índice de confiabilidad correspondiente a valores de la intensidad, cada una correspondería a un coeficiente sísmico en particular.

BIBLIOGRAFÍA

Alamilla, J, (2001) “Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas” Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez, y O Díaz-Lopez (2001a), “Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance”, *Journal of Seismology*, 5: 1-21.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez y O Díaz-Lopez (2001b), “Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location”, *Journal of Seismology*, 5: 475-485.

Ang, H S y W H Tang (1975), *Probability concepts in engineering planning and design: Volume I Basic principles*, John Wiley & Sons.

Bárcena, A, “Influencia de la interacción dinámica suelo – estructura en la confiabilidad de estructuras expuestas a sismos”, Tesis de doctorado División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Campos-Arias, D y Esteva (1997) “Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp 567-573.

Esteva, L y O Díaz (2000), “Diseño sísmico basado en confiabilidad: marco de referencia, método operativo y aplicaciones”, *Informe de investigación elaborado para el Gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002), ”Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design”, *Structural Safety*, Vol. 24, No. 2-4 (Special volume), pp 187-204.

Ismael, E, (2003), “Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco – muro”, Tesis de maestría División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Ismael, E, (2005) Programa desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Jiménez, J, E. Mendoza-Otero y O Díaz-López, “Comportamiento sísmico de un modelo de edificio de veinte niveles considerando la interacción suelo-estructura”.

Mendoza, E, (1991) “Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura”, proyecto 9767 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mirza, S A y J G MacGregor (1979), “Variability of mechanical properties of reinforcing bars”, *Journal of Structural Division (ASCE)*, Vol. 105, No. ST5, Mayo, pp. 921-937.

NTCC (2003), “Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México D.F.

NTCS (2003), “Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo”, Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México D.F.

Parzen, E (1962), “*Stochastic Processes*”, Ed. Holden-Day, Inc., pp 54-55.

Parzen, E (1971), “Teoría moderna de probabilidad y sus aplicaciones”, Ed. Limusa Wiley.

Pier J. y A Cornell (1973), “Spatial and temporal variability of live loads”, *Journal of the Structural Division ASCE*, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.

Powel, G H (1973), “DRAIN-2D user’s guide”, *Reporte No. EERC 73-22*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Reyes, C (1999), “El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios”, *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rodríguez, M y J C Botero (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 575, Enero.

Rosenblueth, E (1976), “Optimum design for infrequent disturbances”, *Journal of Structural Division ASCE*, No. 102. pp 1807-1825.

Ruiz S. E. y A Soriano (1997), “Design live loads for office buildings in Mexico and the United States”, *Journal of the Structural Engineering*. Vol.123, No. 6, Junio, pp. 816-822.

Sierra, M, (2002), “Optimización de ciclos de vida para establecer parámetros de diseño sísmico basado en desempeño”, Tesis de maestría División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

Soriano, A, S Ruiz, J Vázquez, G Cervantes y O Urrego (2001), “Cargas vivas máximas de diseño para edificios de oficinas en la ciudad de México”, *Serie Azul*, No. 623, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Scott, B D, R Park y M J N Priestley (1982), “Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates” *ACI Journal*, 79-2, pp.13-27.

Shreider Y. (1964), “Method of Statical Testing, Montecarlo Method” Ed. Elsevier Publishing company.

Yeh Ch, Wen Yk, (1989), “Modeling of non-stationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures. Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report No. 546, University of Illinois.

ANEXOS

Anexo 1. Reducción de espectro por interacción suelo – estructura.

A lo largo de este anexo se presenta el procedimiento que se siguió para poder obtener la reducción del espectro de diseño, tomando en cuenta el efecto de la interacción suelo – estructura, así como la sobrerresistencia.

OBTENCIÓN DE PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS.

(A.6.3 NTC)

Cálculo de K_x y K_r .

Para el cálculo de k_x (rigidez en dirección x de un pilote) se recurre a la tabla A.2 del apéndice A de las NTC, que para cimentaciones con pilotes, propone emplear la siguiente expresión:

$$k_x^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (A1.1)$$

Donde:

- d es el diámetro del pilote; se ha propuesto: d=0.5m
- E_s es el módulo de elasticidad del suelo, el cual se calcula con la expresión A1.2.

$$E_s = 2G(1 + \nu) \quad (A1.2)$$

donde:

ν es la relación de Poisson, que en este caso corresponde a una arcilla saturada y por lo tanto: $\nu = 0.5$

G - Módulo de rigidez medio del suelo de soporte y se calcula como sigue:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (A1.3)$$

Tenemos que los valores de los parámetros incluidos en la expresión A1.3, corresponden al suelo en el sitio SCT. Los cuales son:

$$\gamma=1.6 \text{ T/m}^3$$

$$g=9.8 \text{ m/s}^2$$

$$H_s=38\text{m}$$

$$T_s=2 \text{ s}$$

$$\text{Por lo tanto: } G=943.02 \text{ T/m}^2$$

Así tenemos que, sustituyendo los valores obtenidos en la expresión A1.2:

$$E_s=2829.061 \text{ T/m}^2$$

- E_p es el módulo de elasticidad del material del pilote (concreto).

$$E_p = 14000\sqrt{f'c}$$

$$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_p = 221359.436 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente sustituyendo en la expresión A1.1 los valores anteriormente calculados tenemos que:

$$\underline{kx=5731.1 \text{ T/m}}$$

Para obtener la rigidez en dirección x de la cimentación en conjunto, debemos multiplicar por el número de pilotes (120):

$$K_{xc}=(kx)(120)$$

$$**K_{xc}=687732.1 T/m**$$

En el resultado anterior se debe considerar la contribución del suelo, la cual se calcula como se indica a continuación, y que corresponde a la tabla A.2 de las NTC.

$$K_{xs} = \frac{8GR_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (A1.4)$$

En la expresión A1.4 los valores de los parámetros son los que se indican a continuación:

$$D=4m$$

$$G=943.02 T/m^2$$

$$H_s=38m$$

$$\nu=0.5$$

$$A=(25m)(15m)=375m^2$$

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 10.925m$$

Sustituyendo estos valores en la ec. A1.4 tenemos que:

$$**K_{xs}=88757.615 T/m**$$

Para obtener la rigidez total en dirección x, debemos sumar K_{xc} y K_{xs} así tenemos que:

$$\underline{K_x=776489.71 \text{ T/m}}$$

Calculemos ahora la rigidez rotacional (K_r), para tal efecto se deben considerar tanto la contribución de la cimentación (K_{rc}), como la contribución del suelo (K_{rs}). Para tal efecto se procede como a continuación se muestra:

En primer término se obtiene la rigidez rotacional de un pilote que se designa como k_r y se calcula partiendo de la siguiente expresión:

$$k_r = \sum x_i^2 k_{v_i} \quad (\text{A1.5})$$

donde k_v representa la rigidez de un pilote en traslación vertical y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide del pilote y el eje centroidal de la planta de cimentación.

Para obtener k_v de cada pilote, se aplica la expresión:

$$k_v = 1.9Es \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67} \quad (\text{A1.6})$$

donde L es la longitud del pilote que para este caso es: $L=13\text{m}$

y al sustituir los valores de los parámetros restantes, los cuales han sido definidos, tenemos que:

$$k_v=23845.042 \text{ T/m}$$

y para obtener K_r de la cimentación en conjunto aplicamos la expresión (A1.5). La distancia x_i se obtiene a partir de la planta de cimentación mostrada en la figura 2.3 b. Por existir simetría

solo se toman en cuenta los primeros 60 pilotes, multiplicando por dos el resultado que arroje. En la tabla A1.1 se presenta el cálculo correspondiente.

Así tenemos que:

$$K'_{rc}=(26553224.016)(2)$$

$$**K_{rc}=53106448.032 T-m**$$

Para considerar la contribución del suelo, recurrimos a la siguiente expresión:

$$K_{rs} = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71\frac{D}{H_s}\right) \quad (A1.7)$$

Donde: $R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}$, I es el momento de inercia del área de la cimentación respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

$$\text{Así tenemos que: } I = \frac{25(15^3)}{12}$$

Por lo tanto $R_r=9.727 \text{ m}$

Sustituyendo en la ecuación A1.6 los valores previamente calculados, tenemos:

$$**K_{rs}=9483210.674 T-m**$$

Y finalmente sumando las dos contribuciones:

$$**K_r=K_{rc}+K_{rs}=62589658.7 T-m**$$

Pilote No.	X_i (m)	x_i^2 (m ²)	k_i (T/m)	$(x_i^2)(k_i)$
1	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
2	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
3	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
4	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
5	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
6	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
7	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
8	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
9	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
10	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
11	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
12	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
13	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
14	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
15	6.5625	43.066	23845.042	1026920.266
16	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
17	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
18	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
19	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
20	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
21	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
22	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
23	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
24	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
25	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
26	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
27	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
28	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
29	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
30	4.6875	21.973	23845.042	523938.911
31	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
32	2.8125	7.910	23845.042	335320.903
33	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
34	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
35	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
36	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
37	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
38	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
39	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
40	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
41	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
42	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
43	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
44	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
45	2.8125	7.910	23845.042	188618.008
46	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
47	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
48	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
49	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
50	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
51	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
52	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
53	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
54	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
55	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
56	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
57	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
58	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
59	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
60	0.9375	0.879	23845.042	20957.556
SUMA				26553224.016

Tabla A1.1 Cálculo de k_r

Cálculo del periodo efectivo.

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo – estructura se determina de acuerdo con la expresión:

$$T_E = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (A1.8)$$

Donde:

T_e es el periodo natural de la estructura con base rígida.

$$T_x = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{g}} \right) \left(\frac{W_e}{K_x} \right)$$

$$T_r = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{g}} \right) \left[\sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \right]$$

H_e - altura efectiva, $H_e=(0.7)(46m)=32.2m$

W_e – peso efectivo, $W_e=(0.7)(4792.2T)=3354.54 T$

$K_x=776489.71 T/m$

$K_r=62589658.7 T-m$

$g=9.8 m/s^2$

$D=13m$

con lo cual obtenemos que:

$$T_x=0.132s$$

$$T_r=0.664s$$

$$T_e=1.5608s \text{ (obtenido del análisis)}$$

Y finalmente sustituyendo los valores anteriores en la expresión (A1.8) tenemos que:

$$**T_E=1.701s**$$

Cálculo del amortiguamiento efectivo.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo – estructura se determinará según la siguiente expresión:

$$\zeta_E = \zeta_e \left(\frac{T_e}{T_E} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1+2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{T_E} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_x^2} \left(\frac{T_r}{T_E} \right) \quad (\text{A1.9})$$

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{T_E \cdot K_x} \quad (\text{A1.10})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{T_e \cdot K_r} \quad (\text{A1.11})$$

Donde:

$$C_x = \sum C_{xi}$$

$$C_v = 2K_v \left(\frac{cv}{\omega} \right)$$

y como sabemos: $\omega = \frac{2\pi}{T_e}$

de la tabla A.2 de las NTC se tiene que:

$$cx = 0.8\zeta \quad \text{si } \eta < \eta_s$$

$$cx = 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \quad \text{si } \eta > \eta_s$$

$$cv = 0 \quad \text{si } \eta \leq \eta_p$$

$$cv = \frac{0.413}{1+\nu} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s} \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{-2}} \right] \eta^{0.8} \quad \text{si } \eta > 1.5\eta_p$$

Para obtener los valores de η , η_s y η_p , se procede según lo indica la tabla A.2 de las NTC.

$$\eta = \frac{\omega d}{V_s} \quad (\text{A1.12})$$

Donde:

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$$

$$T_e = 1.5608s$$

$$H_s = 38m$$

$$T_s = 2s$$

$d=0.5\text{m}$

$\nu=0.5$

así que: $\eta=0.0265$

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2H_s} \quad (\text{A1.13})$$

entonces: $\eta_s = 0.021$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu)} \quad (\text{A1.14})$$

Entonces: $\eta_p = 0.045$

y cx se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$cx = 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \quad (\text{A1.15})$$

recordando los valores de los parámetros involucrados en la ecuación anterior, calculados anteriormente:

$\zeta=0.05$

$E_s=2829.061 \text{ T/m}^2$

$E_p=2213594.36 \text{ T/m}^2$

entonces: $cx=0.583$

y como $\eta < \eta_p$ se tiene que $cv=0$

Así se calculan los siguientes parámetros para cada pilote:

$$Cx_c = 2K_x \left(\frac{cx}{\omega} \right) \quad (A1.16)$$

Con $K_x=5731.101$ T/m, $K_v=23845.042$ T/m, se tiene:

$$C_x=1660.432$$

y por el número de pilotes:

$$C_{xs}=(1660.432)(120)=199251.84$$

$$Cv = 2K_v \left(\frac{cv}{\omega} \right) \quad (A1.17)$$

$$C_v = 0s$$

y como se tiene que: $C_r = \sum x_i^2 C_{vi}$

$$\text{entonces } C_{rc}=0$$

En los resultados anteriores, los valores de C_{xc} y C_{rc} , representan las contribuciones al amortiguamiento efectivo debidas a la cimentación. Resta obtener la contribución debida al suelo, que a continuación se desarrolla:

Tenemos que:

$$Cx_s = K_x \frac{(\eta_x \cdot c_x + 2\zeta k_x)}{\omega} \quad (A1.18)$$

$$\eta_x = \frac{\omega R_x}{V_s} \quad (A1.19)$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s} \quad (A1.20)$$

además:

$$c_x = \frac{0.65\zeta\eta_{xs}}{1-(1-2\zeta)\eta_{xs}} \quad \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1$$

$$c_x = 0.576 \quad \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1$$

por lo tanto: $c_x=0.576$

además $k_x=1$, $K_x=5731.101\text{T/m}$

y sustituyendo los valores correspondientes en la expresión A1.18 tenemos que:

$C_{xs}=616.923$

$$C_{r_s} = K_r \frac{(\eta_r \cdot c_r + 2\zeta k_r)}{\omega} \quad \text{A1.21}$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{V_s} \quad \text{A1.22}$$

así $\eta_r=0.515$

por otra parte tenemos que:

$$c_r = \frac{0.5\zeta\eta_{rp}}{1-(1-2\zeta)\eta_{rp}^2} \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1$$

$$c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{(1+\eta_r^2)} \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \left(\frac{\pi R_r}{2H_s} \right) \quad \text{A1.23}$$

De la expresión anterior podemos observar que $\eta_p \rightarrow \infty$, pues $\nu = 0.5$. Por lo tanto η_{rp} se considera < 1 y para calcular c_r se procede como se indica a continuación:

$$c_r = \frac{0.5\zeta \cdot \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \lim_{\eta_{rp} \rightarrow 0} \left(\frac{0.5\zeta \cdot \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2} \right) = 0$$

de esta forma podemos considerar que $c_r = 0$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r$$

$$K_r = 9483210.674$$

empleando la expresión A1.21

$$C_{rs} = 211297.701$$

sumando las contribuciones correspondientes a C_x y C_r , se tiene que:

$$C_x = C_{xc} + C_{xs} = 199868.763$$

$$C_r = C_{rc} + C_{rs} = 211297.685$$

además tenemos que:

sustituyendo los valores correspondientes en las expresiones A1.10, A1.11 y A1.9, se obtiene que:

$$\zeta_x = 0.4752964$$

$$\zeta_r = 0.006$$

$$\zeta_E = 0.042$$

REDUCCIÓN DEL ESPECTRO PARA DISEÑO SÍSMICO POR EFECTO DE DUCTILIDAD SOBRRRESISTENCIA E INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.

De acuerdo con el apéndice A de las NTC:

Se calcula β , el cual es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo – estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno, a_0 , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtienen en función del periodo dominante del sitio, empleando las expresiones A.2, A.3, A.4 del apéndice A de las NTC. De esta forma obtenemos que:

$$\text{Como } T_s=2\text{s}$$

$$a_0=0.25$$

$$c=1.2$$

$$T_a=0.2 + 0.65(T_s-0.5)=1.175 \text{ s}$$

$$T_b=1.2 (T_s)=2.4\text{s}$$

$$K=0.35$$

Para obtener el valor de β se emplea la siguiente expresión, que corresponde a la ecuación A.16 del apéndice A de las NTC por sismo.

$$\beta = \left(\frac{\xi_e}{\xi_E} \right)^\lambda \quad (\text{A1.24})$$

En cálculos anteriores se obtuvo que el amortiguamiento efectivo $\xi_E=0.042$, pero las NTC indican que para efecto de calcular β , el valor de amortiguamiento efectivo no se tomará menor que 0.05 ni mayor que 0.08; por lo tanto se adopta el valor 0.05, en tanto para

$$\xi_e=0.05$$

$$\lambda=0.6$$

$$\xi_E=0.05$$

$$\xi_e=0.05$$

Por lo tanto $\beta=1$

$$p = k + \left[1 - k \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \quad (\text{A1.25})$$

Aplicando la expresión A.1 del apéndice A de las NTC por sismo:

$$a = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = \beta c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = \beta c_p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad \text{si } T \geq T_b$$

Aplicando estas expresiones se obtiene:

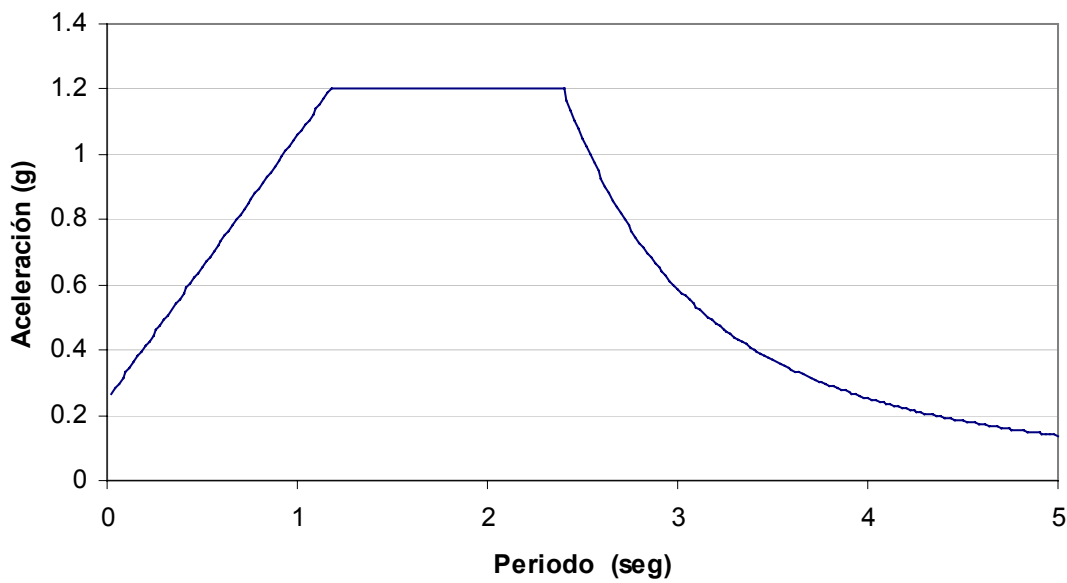


Figura A1.1 Espectro para diseño sísmico

La ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo – estructura se obtiene de la siguiente manera. A partir de la expresión A.9 del apéndice A de las NTC y reemplazando a Q en la ecuación A1.26 por

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \left(\sqrt{\frac{p}{k}} \right) \quad \text{si } T \geq T_b$$

$$\frac{(Q-1)T_e^2}{T_E^2} + 1 \quad (\text{A1.26})$$

En donde para:

Q=4, tenemos que la ecuación A1.26 es igual a 3.5258.

En la figura A1.2 se presenta el espectro reducido por ductilidad.

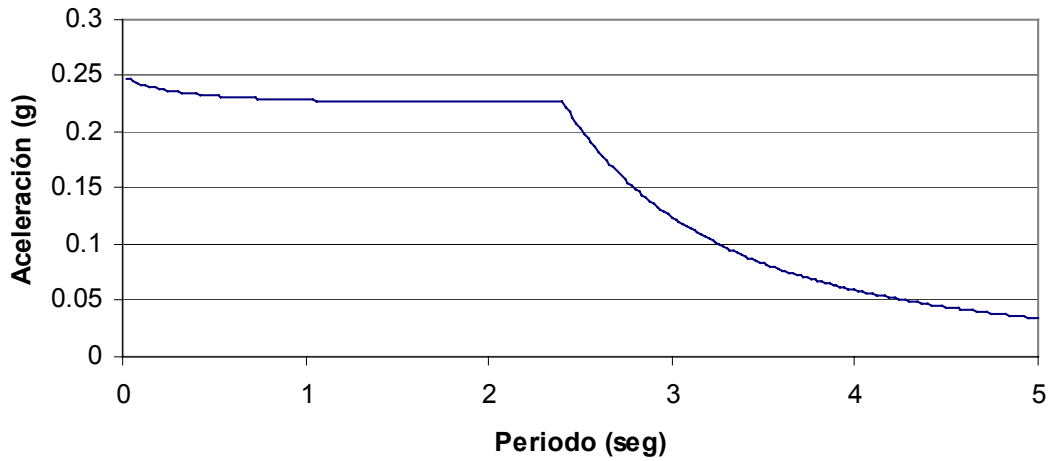


Figura A1.2 Espectro reducido por ductilidad e interacción suelo - estructura

De la misma forma, ese espectro se reduce por sobrerresistencia según la ecuación A.10 del apéndice A de las NTC por sismo. Aplicando lo anterior se obtiene el espectro dado en la figura A1.3.

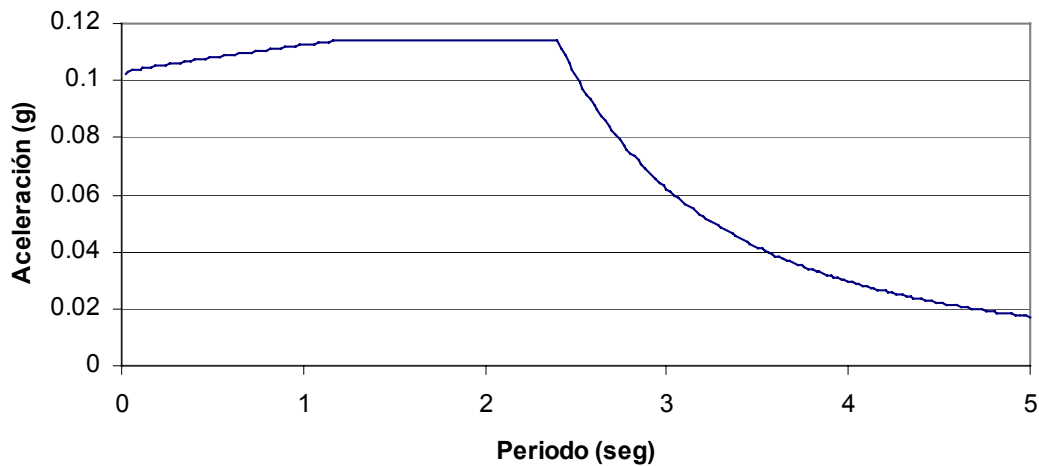
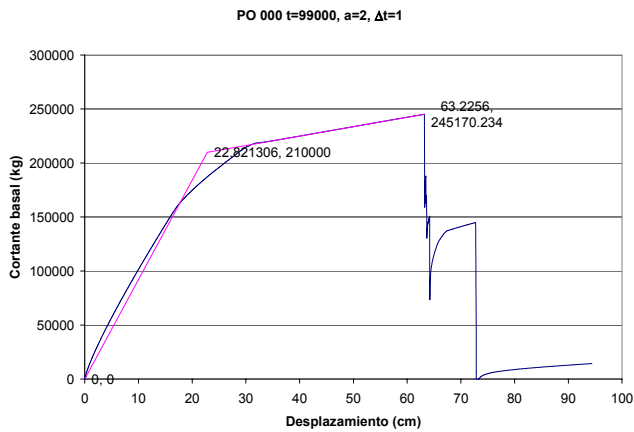


Figura A1.3 Espectro reducido por ductilidad, sobrerresistencia e interacción suelo – estructura

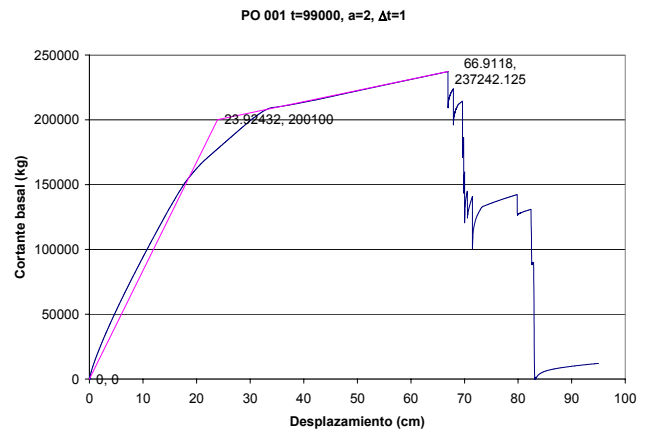
El espectro presentado en la figura A1.3, es el que se empleo para diseñar el edificio.

Anexo 2. Curvas obtenidas del análisis de empuje lateral pseudoestático.

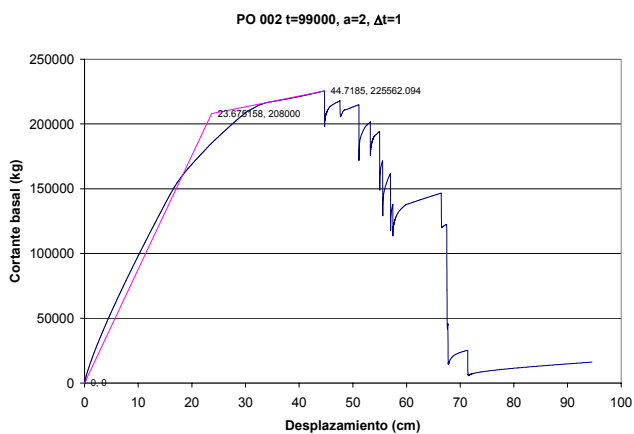
Las siguientes, son algunas de las gráficas obtenidas de realizar el análisis de empuje lateral pseudoestático, para cada modelo generado a partir del modelo con propiedades nominales.



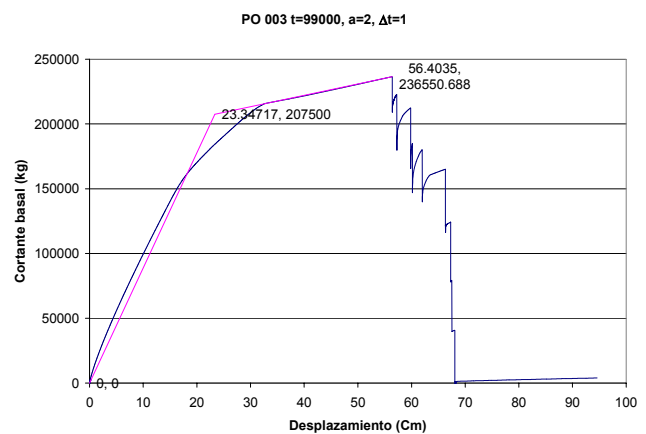
Propiedades medias



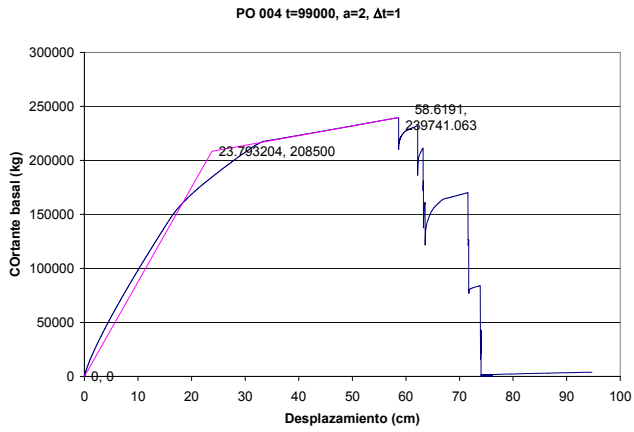
Propiedades simuladas modelo 001



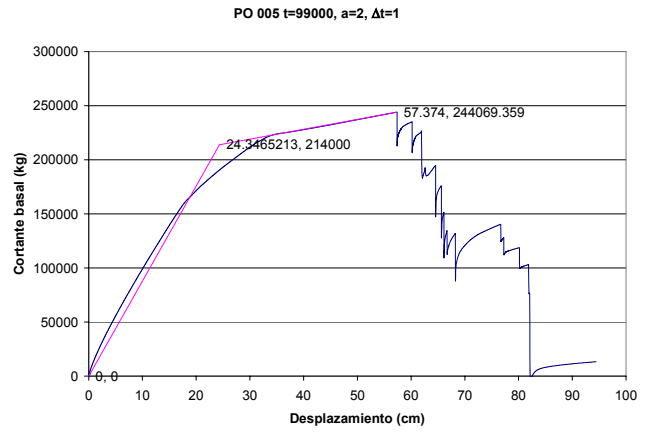
Propiedades simuladas modelo 002



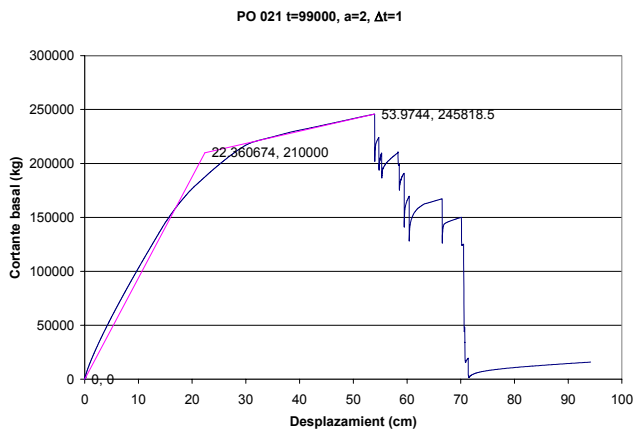
Propiedades simuladas modelo 003



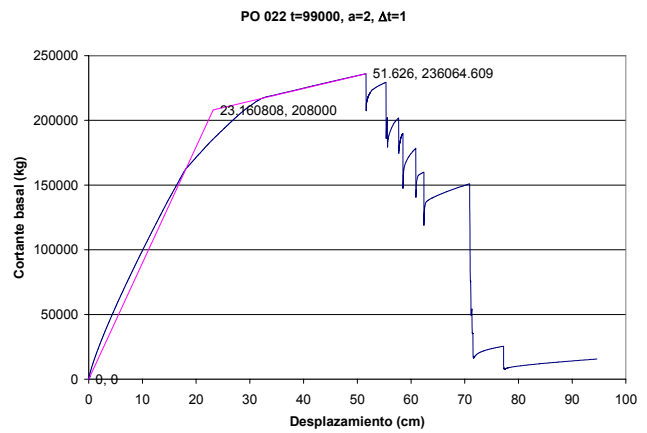
Propiedades simuladas modelo 004



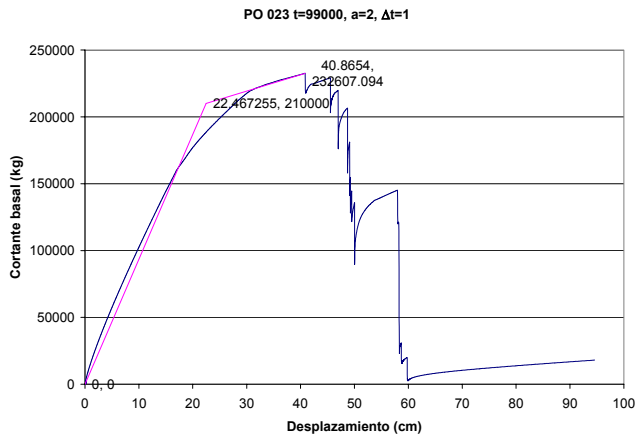
Propiedades simuladas modelo 005



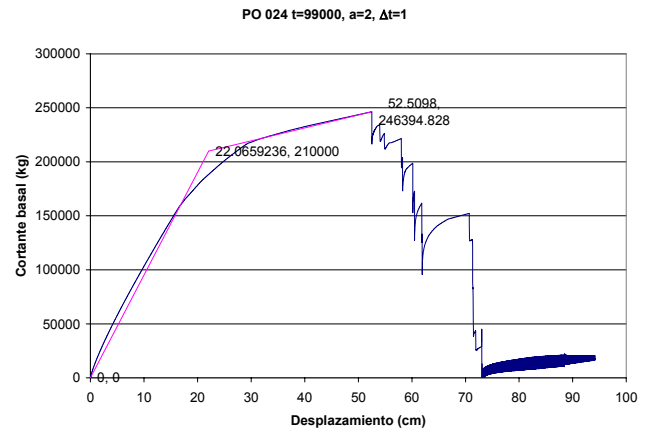
Propiedades simuladas modelo 021



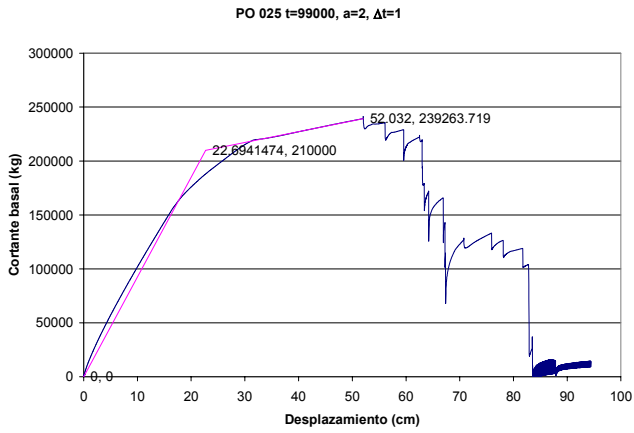
Propiedades simuladas modelo 022



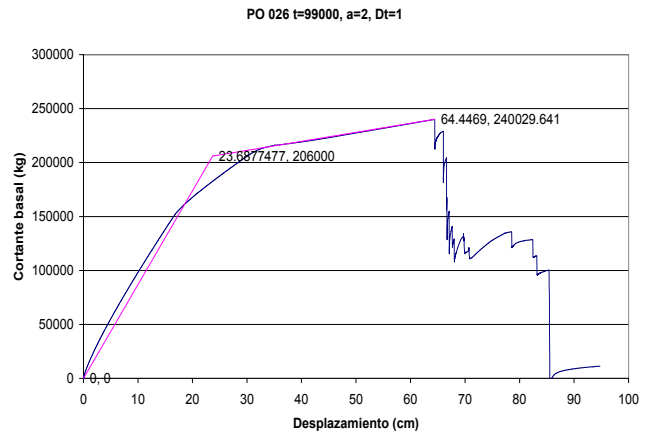
Propiedades simuladas modelo 023



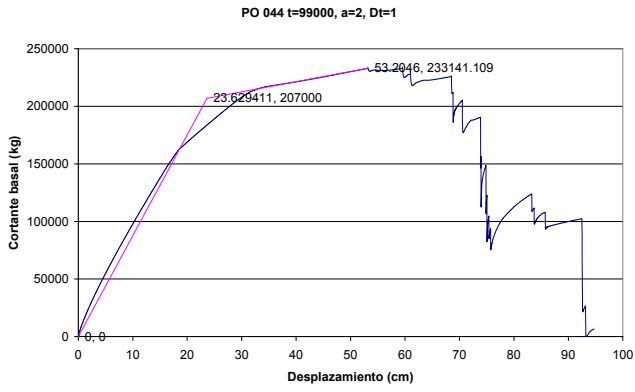
Propiedades simuladas modelo 024



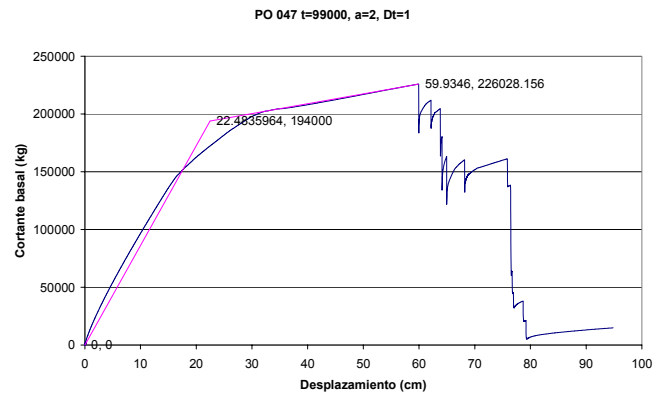
Propiedades simuladas modelo 025



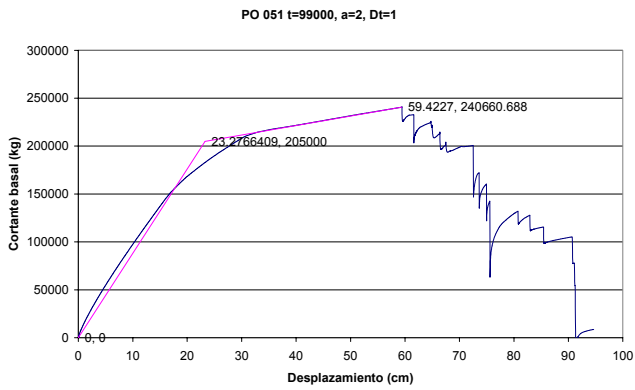
Propiedades simuladas modelo 026



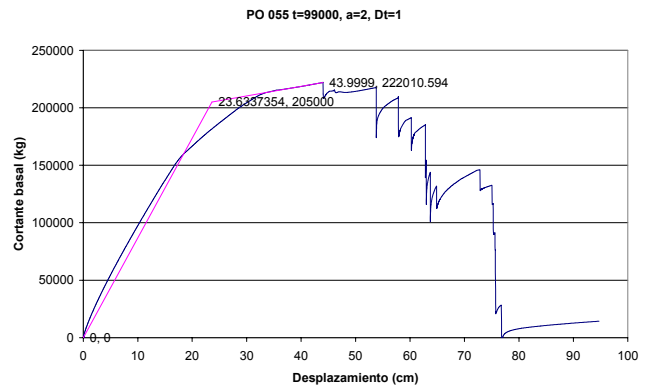
Propiedades simuladas modelo 044



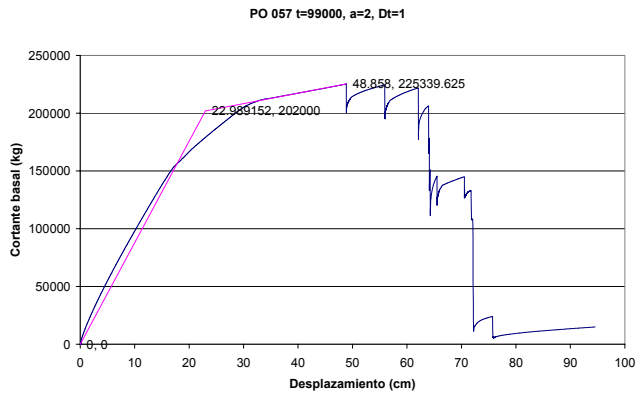
Propiedades simuladas modelo 047



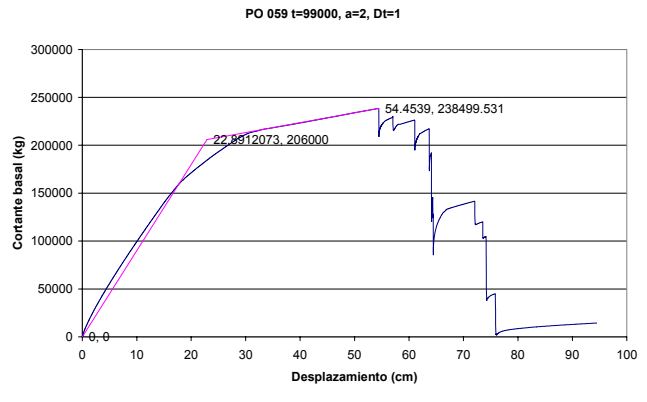
Propiedades simuladas modelo 051



Propiedades simuladas modelo 055



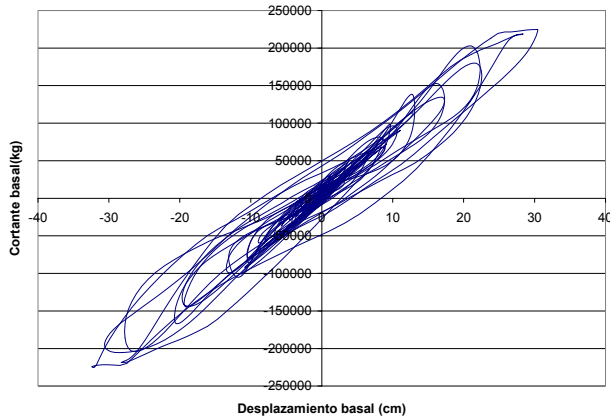
Propiedades simuladas modelo 057



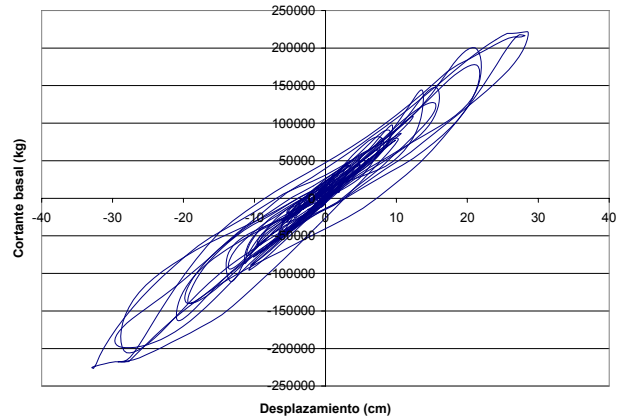
Propiedades simuladas modelo 059

Anexo 3. Curvas obtenidas del análisis paso a paso.

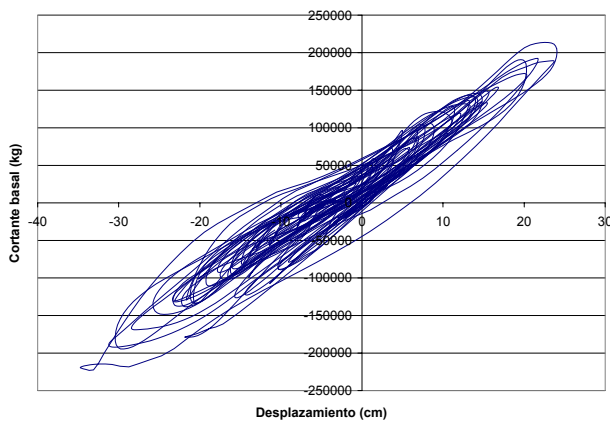
Las siguientes graficas son algunas de las obtenidas después de realizar el análisis paso a paso, al modelo con propiedades medias y a los que poseen propiedades simuladas, generados a partir del modelo con propiedades nominales.



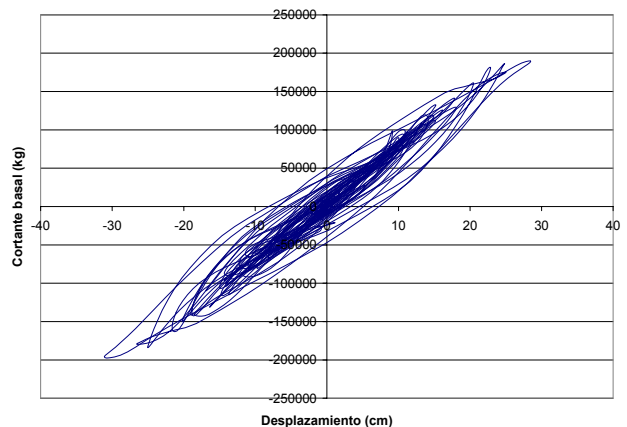
Propiedades medias



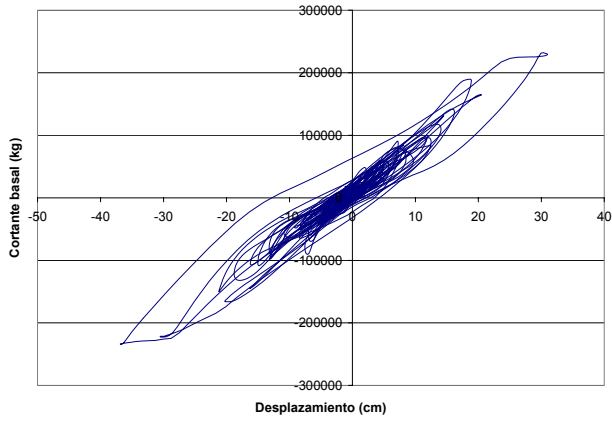
Propiedades simuladas modelo 001



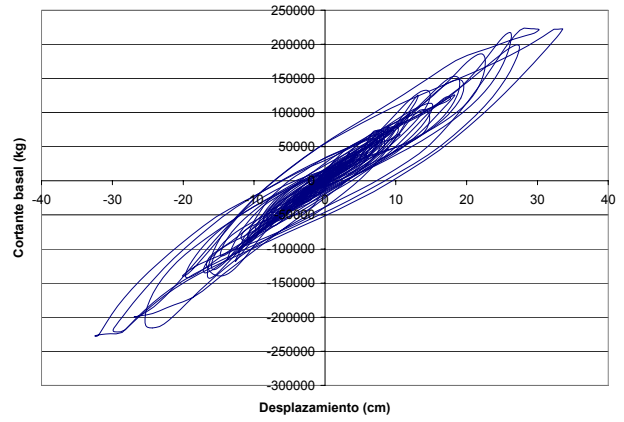
Propiedades simuladas modelo 002



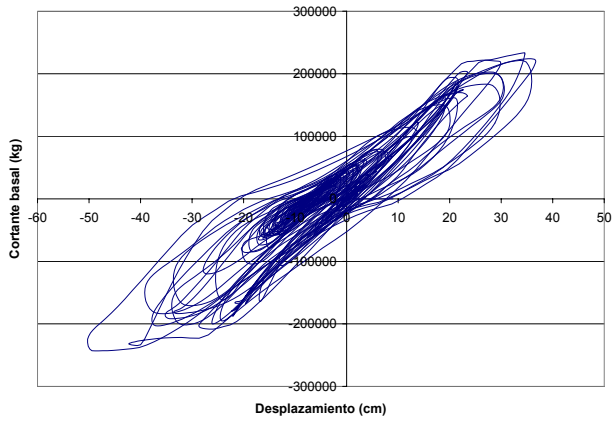
Propiedades simuladas modelo 003



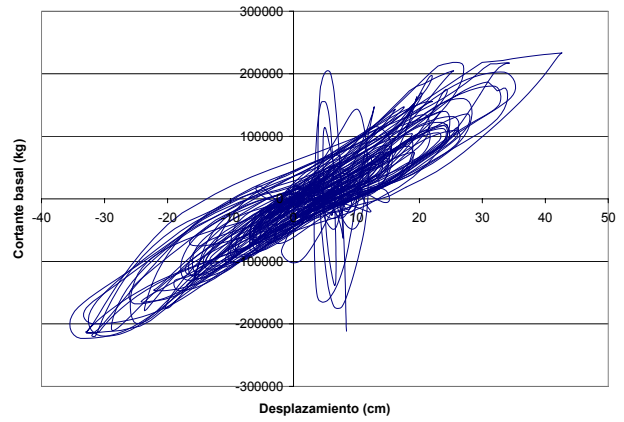
Propiedades simuladas modelo 004



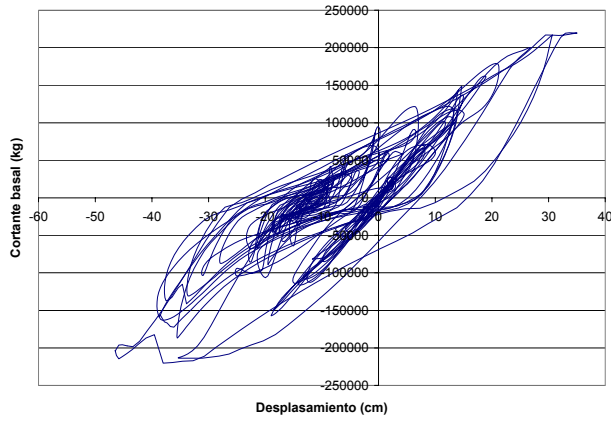
Propiedades simuladas modelo 005



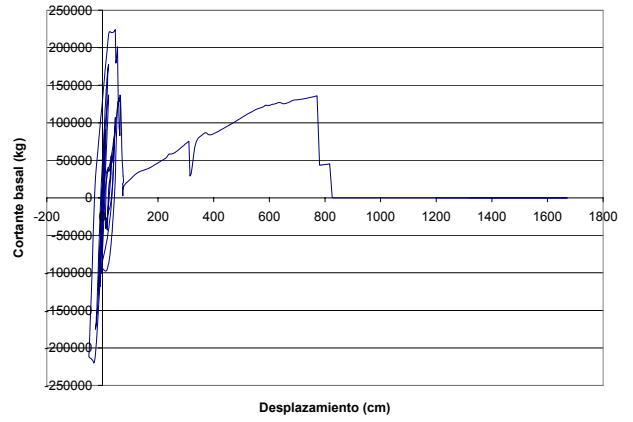
Propiedades simuladas modelo 021



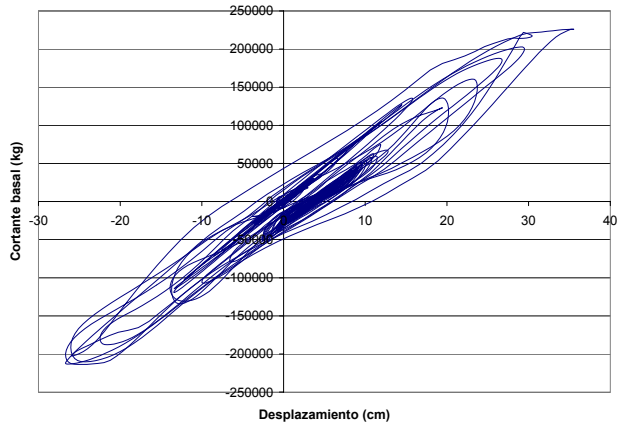
Propiedades simuladas modelo 022



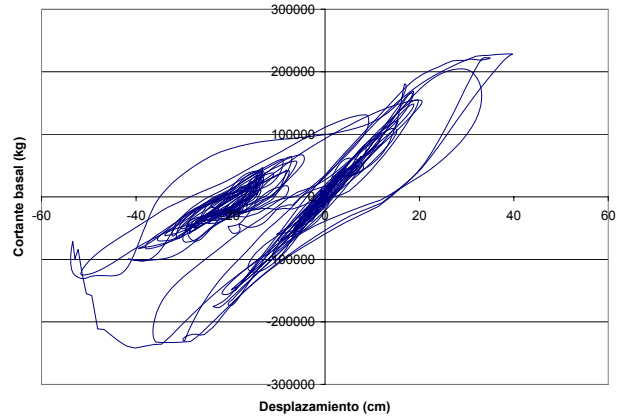
Propiedades simuladas modelo 023



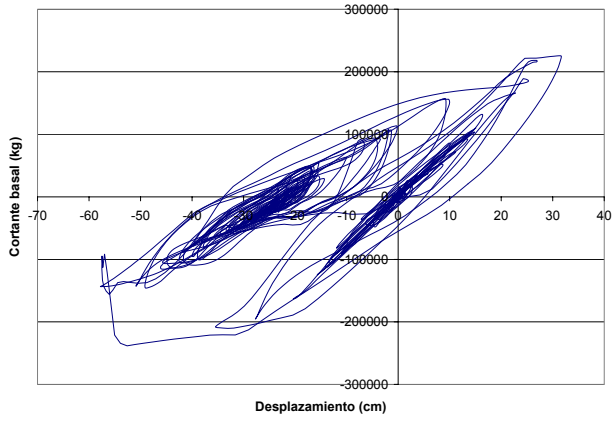
Propiedades simuladas modelo 024



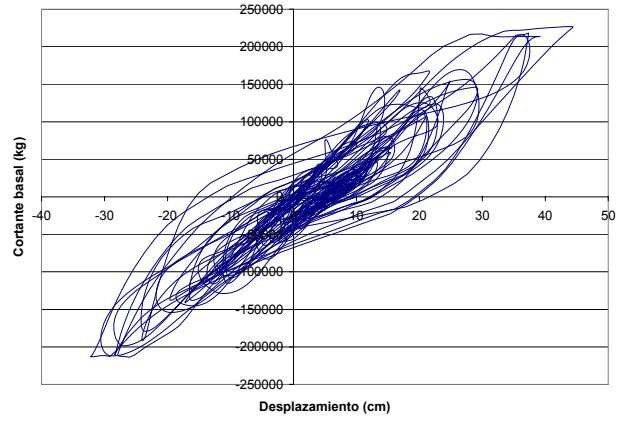
Propiedades simuladas modelo 025



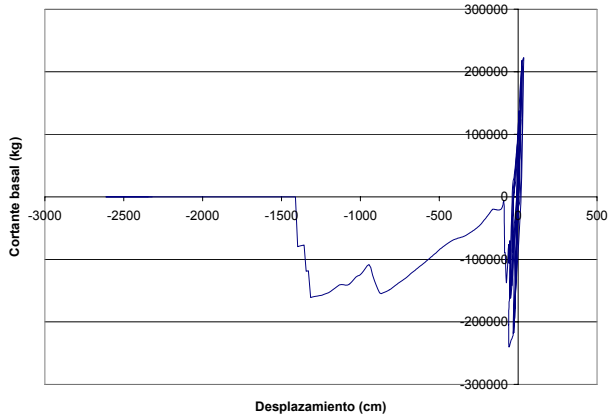
Propiedades simuladas modelo 026



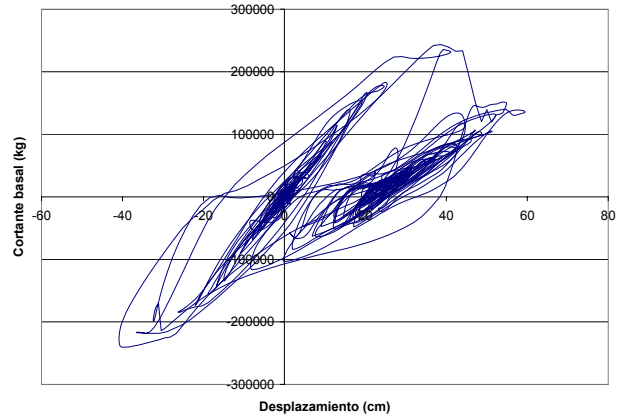
Propiedades simuladas modelo 044



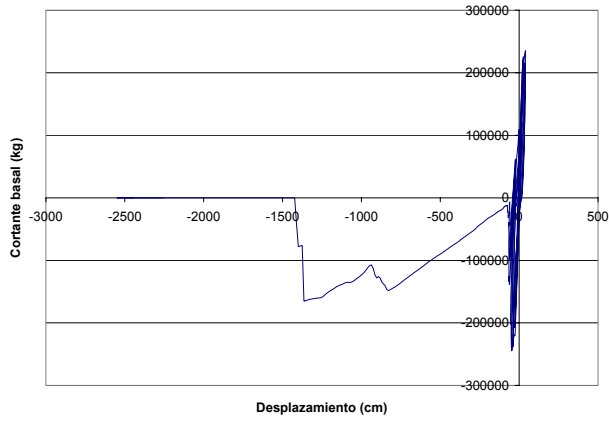
Propiedades simuladas modelo 047



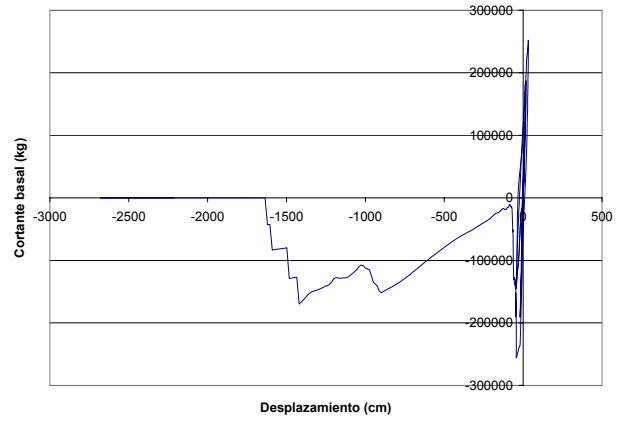
Propiedades simuladas modelo 051



Propiedades simuladas modelo 055



Propiedades simuladas modelo 057



Propiedades simuladas modelo 059