



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Estudios Superiores Aragón

**RESPUESTA SÍSMICA DE MARCOS
DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

Marco Antonio Soto Cadena

TUTOR:

Dr. JAIME GARCÍA PÉREZ

NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO 2015





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

DEDICATORIA

A mis padres Eugenio y Juana, por ser mis grandes ejemplos en la vida, por su apoyo incondicional, valores y educación brindada durante todo este tiempo. Muchas gracias.

A mis hermanos Eugenio, Juan y Misael por sus valiosos consejos, por su apoyo y porque siempre vamos a estar ahí cuando nos necesitemos.

A Pam una mujer excepcional en todos los aspectos y que no deja de sorprenderme cada día, gracias por tu amor y cariño incondicional, por tu comprensión, apoyo y siempre estar en todo momento conmigo. Además de compartir esta pasión por la Ingeniería Civil.

A mis amigos Emmanuel, Olivia, Arturo y Gerardo por compartir grandes momentos dentro y fuera del salón de clases.

AGRADECIMIENTOS

A la UNAM, la máxima casa de estudios que me abrió las puertas a un nuevo camino lleno de conocimientos, pero en especial a la FES Aragón, por ser mi segundo hogar y la que me formó académica y profesionalmente. Sin dejar a un lado a cada uno de los profesores que me brindaron sus conocimientos y pasión por la carrera.

Al Dr. Jaime García Pérez por sus sabios consejos, por su tiempo y disponibilidad para dirigirme y apoyarme en este trabajo de investigación.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme las herramientas necesarias e instalaciones para realizar este trabajo de tesis.

RESUMEN

Se realiza el diseño de tres edificios de concreto reforzado, conformados por vigas y columnas denominados sistemas convencionales. Los edificios se diseñan de acuerdo a las especificaciones que cita el reglamento de construcciones y sus normas técnicas complementarias (RCDF 2004). El objetivo de esta tesis es obtener respuestas sísmicas en términos de desplazamientos máximos y comparar el comportamiento dinámico de tres edificios de características similares: 11, 10 y 6 niveles respectivamente, así como la variación de dicho comportamiento de acuerdo a la configuración en sus elementos estructurales. Para llegar a dichas respuestas se emplearon tres registros de aceleración, el primero y más importante es del sismo del año de 1985 registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y los otros dos son sismos simulados de mediana y baja intensidad sísmica respectivamente. Una vez obtenidas las respuestas sísmicas se pueden realizar diversas aplicaciones entre ellas la confiabilidad estructural. Además se explica una metodología para llegar a dicha confiabilidad, que servirá para el análisis y revisión de edificios con mismas características a los estudiados en este trabajo. Se concluye que los edificios de 11 y 6 niveles son rígidos y resistentes ante las intensidades sísmicas a las que fueron sometidos, debido a que sus elementos estructurales son robustos y que el edificio de 10 niveles demuestra ser es el más flexible de los tres sistemas.

ÍNDICE

	Pág.
DEDICATORIAS	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ÍNDICE	iv
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 2. CONCEPTOS BÁSICOS	3
2.1 Probabilidad y estadística	3
2.1.1 Variables aleatorias.....	3
2.1.2 Variable aleatoria discreta.....	4
2.1.3 Variable aleatoria continua.....	6
2.1.4 Medidas de tendencia central.....	7
2.1.5 Medidas de dispersión.....	8
2.1.6 Tipos de distribuciones.....	10
2.1.7 Probabilidad condicional.....	12
2.2 Dinámica estructural	12
2.2.1 Tipos de espectros.....	17
2.2.2 Definición de rango lineal y no lineal.....	18
2.2.3 Respuesta de edificios ante una intensidad sísmica.....	19
2.3 Modelos histeréticos	21
CAPÍTULO 3. DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO (C.R.)	23
3.1 Análisis estructural	26
3.1.1 Dimensionamiento de los elementos estructurales del edificio conformado por vigas y columnas de concreto reforzado.....	27
3.1.2 Cálculo del método estático.....	27
3.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas en los diferentes marcos del edificio en estudio ...	30
3.2 Cálculo de cuantías de acero mínimas y máximas	34
3.2.1 Cuantía de acero de la columna.....	35
3.2.2 Cuantía de acero de la viga.....	38
3.2.3 Dimensionamiento final del sistema convencional mediante el programa EcogcW (Corona 2004)..	40
CAPÍTULO 4. MODELADO Y RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS EMPLEADOS	46

4.1 Procedimiento paso a paso para el archivo de entrada del programa DRAIN 2D.	47
4.2 Respuestas dinámicas obtenidas para cada sistema estructural.	62
CAPÍTULO 5. APLICACIONES DE LA RESPUESTA SÍSMICA A EDIFICIOS DE C.R.	76
5.1 Confiabilidad estructural.....	76
5.2 Metodología para llegar al índice de confiabilidad β	78
5.2.1 Manejo de incertidumbres.....	78
5.2.2 Simulación de estructuras y de sismos.	80
5.2.3 Análisis de empuje lateral (Push Over).	81
5.2.4 Determinación del índice de daño D	82
5.2.5 Seudoaceleración normalizada Z	83
5.2.6 Dispersión del índice de daño (D) vs la seudo-aceleración normalizada ($Ln(Z)$).....	83
5.2.7 Determinación del valor medio y de la desviación estándar de $Q = Ln(Z)$	85
5.2.8 Índice de Cornell. $\beta = E[M]/\sigma[M]$	85
5.2.9 Curva de confiabilidad para el sistema estructural.....	85
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.	88
REFERENCIAS.	90
APÉNDICE	92

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos que interactúan en los edificios tienden a seguir un comportamiento, siendo la base del edificio la primera en adoptar el movimiento del terreno y en consecuencia los demás pisos se oponen a este movimiento generando fuerzas de inercia. El comportamiento de un edificio depende de la aceleración del terreno así como de sus propiedades dinámicas, en otras palabras cuando un sismo es de intensidad moderada y la configuración del edificio es lo suficientemente resistente, la probabilidad de falla es mínima, por el contrario si el edificio es muy flexible la probabilidad de falla será mayor.

Existen métodos de análisis sísmico para determinar las fuerzas actuantes en una estructura. Uno de ellos es el método estático que consiste en obtener la fuerza lateral total denominado cortante basal y que esta fuerza está distribuida a diferentes alturas de la estructura. A partir de estas fuerzas se pueden obtener los desplazamientos y distorsiones establecidas por el reglamento de construcciones.

Los sistemas de marcos de concreto reforzado estudiados en este trabajo se componen únicamente de vigas y columnas, donde la unión de estos en mediante una conexión rígida. Este tipo de estructuración tiene la ventaja de tener gran ductilidad y buena disipación de energía ante cualquier evento sísmico, por ser generalmente estructuras flexibles, se encuentra el problema de mantener las distorsiones establecidas por las normas del RCDF 2004. El comportamiento de este sistema ante cargas laterales se puede ver en deformaciones por flexión de sus elementos estructurales, debido a que su resistencia y rigidez es baja para cargas laterales, siendo así una de las causas más frecuentes de falla en las estructuras de este tipo, esto se puede remediar haciendo más robustas las secciones de los elementos estructurales.

Para este estudio se analizan y se diseñan a detalle tres edificios con características similares de 11, 10 y 6 niveles que se encuentran desplantados en una zona de terreno blando de la Ciudad de México. Las estructuras están diseñadas a base de vigas y columnas de concreto reforzado, con un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y se comparan su comportamientos dinámicos en términos de desplazamientos máximos. Cada una de las estructuraciones cumple con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (RCDF 2004). Para este estudio no se toma en cuenta la interacción suelo estructura, debido a que se quiere estudiar únicamente el comportamiento dinámico de las tres estructuraciones.

Posteriormente se explica el concepto de confiabilidad estructural, así como una metodología paso a paso para encontrar dicha confiabilidad y se ilustra mediante una curva, las cual sirve para hacer la revisión de una estructura ya existente o para el diseño de una nueva.

En este trabajo se requiere de lo siguiente: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, programa para el análisis y diseño de edificios de concreto

reforzado (ECOGcW Corona 2004), programa de análisis inelástico Drain 2D (Powell y Kannan, 1973) y el programa para la simulación de estructuras de concreto reforzado SIMESTRU (Alamilla, 2001).

Este trabajo se realiza con el fin de conocer el comportamiento de tres edificios de distintas alturas, y configuraciones en sus elementos estructurales ante diferentes intensidades sísmicas. Se hace una comparación en términos de desplazamientos máximos, para saber qué tan rígidas o flexibles pueden llegar a ser. Después se recurre a la aplicación de la confiabilidad estructural empleando una metodología para obtener una curva de confiabilidad, la cual podrá utilizarse para el diseño de una nueva estructura o para la revisión de una existente.

Esta tesis está conformada por 6 capítulos. El primer capítulo da la introducción para la presentación y desarrollo del trabajo de forma concisa. El capítulo 2 define conceptos básicos para una mejor comprensión de este trabajo. El capítulo 3 explica el análisis, geometría y diseño del edificio convencional de 11 niveles. El capítulo 4 explica cómo se modela y se obtienen las respuestas sísmicas de los edificios en estudio. El capítulo 5 explica el concepto del índice de confiabilidad y se ilustra mediante una curva, y en el último capítulo se dan conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 2

CONCEPTOS BÁSICOS

En este capítulo se explicarán conceptos básicos de probabilidad y estadística, así como de dinámica estructural que son necesarios tanto para el desarrollo de la tesis, como para una mejor comprensión del tema, por esta razón se deben entender con claridad. A continuación se mencionan cada uno de los conceptos con su respectiva definición.

2.1 Probabilidad y estadística.

La probabilidad define mediante modelos matemáticos la incertidumbre de un fenómeno de interés, mientras que la estadística se interesa en obtener conclusiones de las incertidumbres del fenómeno que se quiere estudiar, por esta razón dichos conceptos son de gran importancia para encontrar esa posibilidad de que un evento ocurra. En la ingeniería sísmica si no se tienen registros de la intensidad del sismo y la distancia donde ocurre no se podría hacer un diseño óptimo y confiable sin estas variables. Es entonces cuando se recurre a la probabilidad y estadística donde se realizan experimentos, como el someter un marco estructural a un sismo simulado repitiendo este experimento cuantas veces sea necesario, hasta poder llegar a un resultado esperado del comportamiento de la estructura.

2.1.1 Variables aleatorias.

Es un número real asociado que se determina por el resultado de un experimento aleatorio, es decir; a la variable aleatoria se le asigna un valor numérico dependiendo el resultado que genere dicho experimento. Un ejemplo aplicado a la ingeniería para ser más específicos en el área de la ingeniería sísmica, es el siguiente: se tienen diez edificios los cuales se someterán a diferentes intensidades sísmicas y se tendrán dos comportamientos. El primero que la estructura llegue al colapso y se le asignará el número 1, y el segundo que la estructura no sufra daño, al cual se le asignará el número 2. Al terminar se tomará de manera aleatoria uno de los diez edificios cuyo resultado es que no ha sufrido daño, concluyendo que la variable aleatoria tiene el valor numérico 2.

Variables aleatorias conjuntas. Como se explica en la sección 2.1.1, la variable aleatoria se estudia de manera independiente; sin embargo, en muchas ocasiones es necesario estudiar dos o más características (variables) de un experimento. En cualquier contexto que se estudie a través de modelos aleatorios, pueden existir varias variables, y debido a la interrelación entre ellas, deben estudiarse modelos que describan el comportamiento probabilístico conjunto de dichas variables. Dado lo anterior se tiene la siguiente definición:

Si $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ son variables aleatorias definidas sobre un mismo espacio muestral, dichas variables aleatorias reciben el nombre de variables aleatorias conjuntas. Se debe mencionar dado lo anterior que existen variables aleatorias conjuntas discretas y continuas. En la figura 2.1, se puede observar para el caso de variables aleatorias conjuntas continuas, los posibles valores que pueden tomar las variables X_1, X_2 .

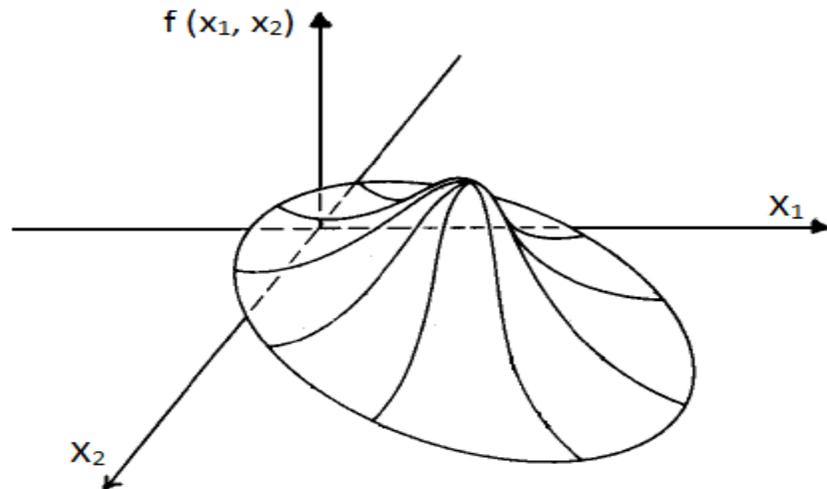


Figura 2.1 Variable aleatoria conjunta continua.

Axiomas de la variable aleatoria. Para saber qué valores son los que puede tomar la variable aleatoria dada su probabilidad de ocurrencia, se deben tener en cuenta los siguientes axiomas:

- $P(0 \leq X \leq 1)$ Este axioma se refiere que la probabilidad de la variable aleatoria X , únicamente puede tomar valores mayores que cero y menores que uno.
- $P(E) = 1$ Significa que la probabilidad del espacio muestral es igual que uno, es decir; los resultados obtenidos de un experimento aleatorio se reducen a un espacio muestral cuyo valor es la unidad.
- Si $P(A \cap B) = 0 \rightarrow P(A \cup B) = P(A) + P(B)$ este axioma describe que si dos sucesos son incompatibles su intersección es igual a cero y si sucede dicho axioma entonces la probabilidad de unión de estos dos eventos será la suma de la probabilidad del primer evento más el segundo evento.

2.1.2 Variable aleatoria discreta.

Se dice que una variable es discreta si el conjunto de todos los valores que puede tomar es un conjunto infinito o finito numerable, como la probabilidad de cuantas personas aborden un autobús, pueden ser de 1, 2, 3, 4..... hasta " n " variables, pero no puede ser 1.5 o 2.5 personas ya que esto no es un conjunto numerable. Un ejemplo para representar la variable aleatoria discreta es el siguiente: sea la variable X , el número de sismos que al interactuar en un edificio le provoquen daños, para esto en la tabla 2.1 se muestran los posibles valores de la variable, así como su probabilidad de ocurrencia y posteriormente en la figura 2.1, se grafican los resultados para el valor que puede tomar la variable en función de los daños. Y en la figura 2.2, se grafican los valores acumulados de cada variable respectivamente.

Tabla 2.1 Resultados para el ejemplo de la variable aleatoria discreta.

X	$P(X = x)$	$F(x) = P(X \leq x)$
0	0.1	0.1
1	0.3	0.4
2	0.2	0.6
3	0.2	0.8
4	0.1	0.9
5	0.1	1.0

De la tabla anterior, (X) es la variable aleatoria discreta que se está estudiando, para este ejemplo son cada uno de los sismos que interactúan en el edificio. $P(X = x)$ Es la probabilidad de que la variable tome un cierto valor. $F(x) = P(X \leq x)$ Es la función acumulada de los valores de cada una de las variables donde estos valores deben ser menores de 1 para este caso.

Una vez obtenidos los resultados asociados para cada variable lo siguiente es representarlo.

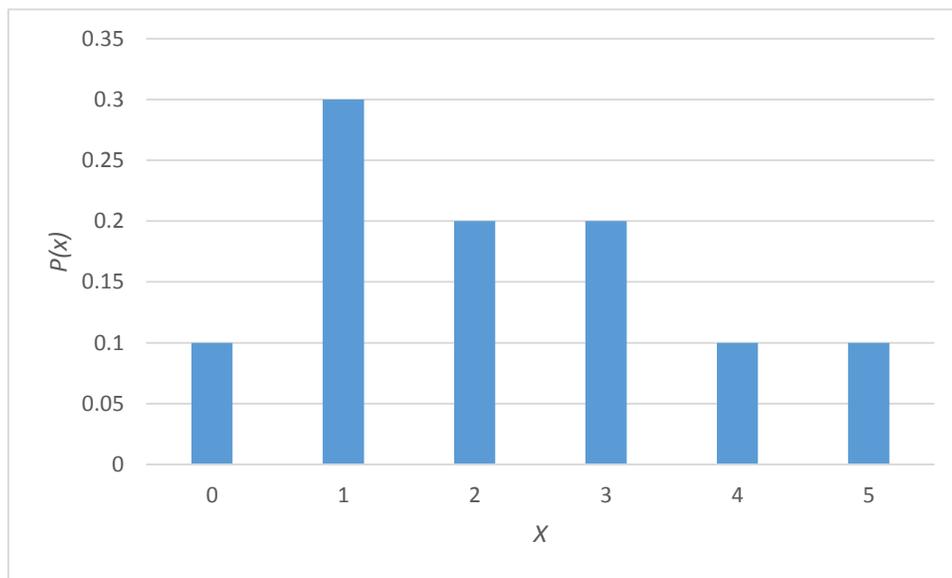


Figura 2.1 Histograma de los valores que puede tomar la variable aleatoria discreta del ejemplo.

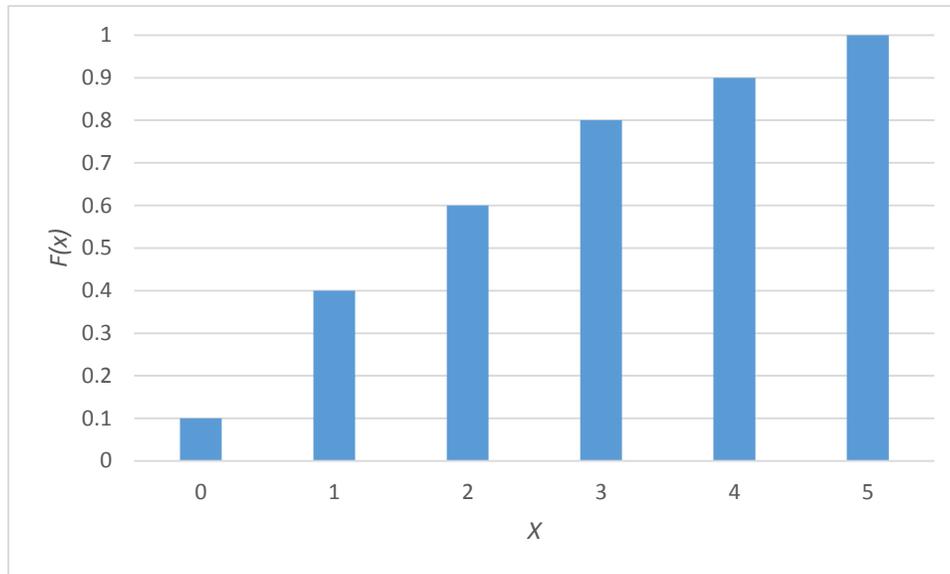


Figura 2.2 Histograma de la función acumulada para el ejemplo de la variable aleatoria discreta.

2.1.3 Variable aleatoria continua.

Es aquella cuyos conjuntos de valores abarca todo un intervalo de valores en la recta numérica. Generalmente las variables aleatorias continuas representan datos medidos, como: alturas, pesos, temperaturas, distancias o periodos de vida. Para un mejor entendimiento se recurre al siguiente ejemplo (Devore, 2008). Se prueba una viga de concreto reforzado a una cierta carga en un determinado tiempo. Lo que se quiere conocer es la probabilidad de falla que se puede dar en un intervalo de un minuto y un minuto veinte segundos es decir; $P(1 \leq x \leq 1.20)$ para esto se necesita la ecuación $\int_a^b f(x)dx$ que se describe en la sección 2.1.6. Su función de densidad de probabilidad es la siguiente: $f(x) = \frac{1}{8}dx + \frac{3}{8}xdx = \int_1^{1.20} \left(\frac{1}{8}x + \frac{3}{16}x^2\right)$, en esta última ecuación ya están sustituidos los límites de dichos intervalos. Resolviendo la integral del ejemplo se tiene una probabilidad de 0.107 de que falle la viga en ese intervalo de tiempo. En la figura 2.3, se muestra la gráfica de función de densidad donde se puede apreciar la probabilidad que puede tomar la variable x . A continuación se detalla el procedimiento del ejemplo:

$$\int_1^{1.20} \left(\frac{1}{8} + \frac{3}{8}x\right) = \int_1^{1.20} \left(\frac{1}{8}x + \frac{3}{16}x^2\right) = \left(\frac{1}{8} * 1.20 + \frac{3}{16} * 1.20^2\right) - \left(\frac{1}{8} * 1 + \frac{3}{16} * 1^2\right) = 0.107$$

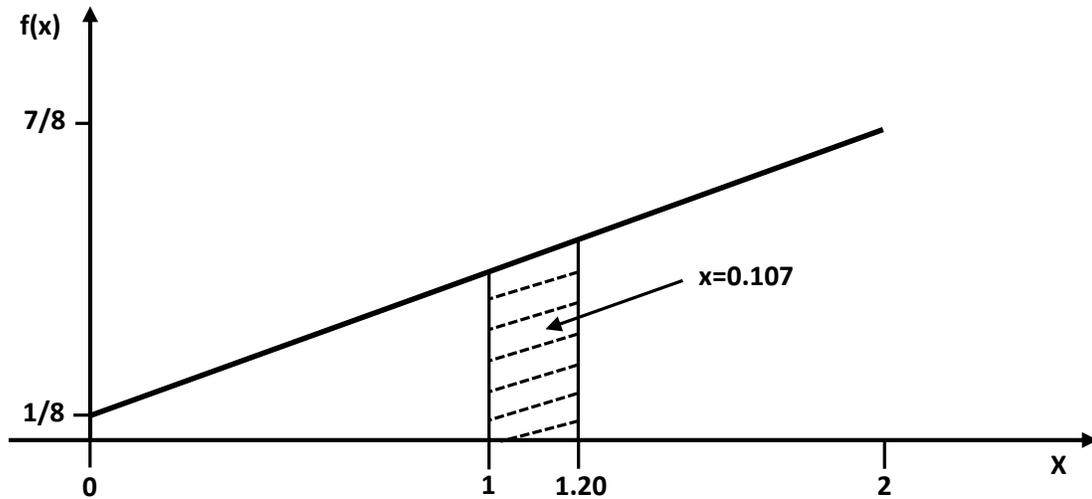


Figura 2.3 Gráfica función de densidad para el ejemplo de una variable aleatoria continua.

Una de las características de las variables aleatorias son las medidas de tendencia central y las medidas de dispersión. En medidas de tendencia central se tienen conceptos como la media, mediana y moda, mientras que en las medidas de dispersión está la varianza, la desviación estándar, rango, coeficiente de variación, covarianza y coeficiente de correlación que a continuación se definen.

2.1.4 Medidas de tendencia central.

La estadística busca describir las características típicas de conjuntos de datos. Las medidas de tendencia central son valores que se encuentran en la parte media de un conjunto de datos, que ayudan a resumir la información en un sólo número. Las medidas de tendencia central más importantes son:

Media. Es la suma de todos los valores de la variable dividida entre el número de datos observados.

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad 2.1$$

Donde μ es la media, x_i es el valor de la variable en estudio y n es el número de datos observados.

Moda. Es el valor de la variable que más veces se repite, es decir; el valor que aparezca con mayor frecuencia.

Mediana. Es el valor que ocupa el lugar central de todos los datos cuando están ordenados de menor a mayor.

2.1.5 Medidas de dispersión.

La dispersión o variación es una característica importante de un conjunto de datos, porque intenta dar una idea de cuan esparcidos se encuentran del valor medio. Existen distintas medidas de dispersión entre ellas se tienen: la varianza, la desviación estándar, el rango, el coeficiente de variación, la covarianza, el coeficiente de correlación. A continuación se explican estas medidas de dispersión.

Varianza. Determina la diferencia de cada uno de los valores respecto a su media (μ). Entonces este cálculo es la suma de cada una de las variables menos su valor medio, elevándolo al cuadrado y dividiéndolo entre el número de datos observados. Si la varianza es calculada a una población de componentes de un conjunto, la ecuación será:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n} \quad 2.2$$

Donde σ^2 es la varianza, x_i es el valor de la variable de cada uno de los valores que se están analizando, μ representa la media poblacional y n es el número de observaciones.

En el caso que se esté trabajando con una muestra la ecuación que se debe emplear es:

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{(n - 1)} \quad 2.3$$

Donde S^2 es la varianza, x_i es cada uno de los valores analizados, μ representa la media de la muestra y n es el número de observaciones o tamaño de la muestra. Es necesario resaltar que la varianza se necesita para obtener la desviación estándar.

Desviación estándar. Es una medida de dispersión que se usa para saber qué tan alejados o cercanos están los valores respecto a su valor medio. Para calcular la desviación estándar poblacional se necesita únicamente obtener la raíz cuadrada de la varianza, por lo tanto su ecuación sería:

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad 2.4$$

Rango. El rango es una medida de dispersión muy simple y se entiende como la diferencia entre el mayor y el menor valor de los datos representados como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Rango = X \max - X \min \quad 2.5$$

Coefficiente de variación. Es una medida empleada para calcular el nivel de desviación estándar de una serie de datos, con respecto al valor promedio, normalmente se calcula en porcentaje.

$$C.V. = \frac{\sigma}{\mu} * 100 \quad 2.6$$

Covarianza. Se dice que es cuando dos variables tienen una relación lineal ya sea positiva o negativa y están variando conjuntamente. Entonces la ecuación para calcular la covarianza es la siguiente:

$$\sigma_{X,Y} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu) (y_i - \mu)}{n} \quad 2.7$$

Donde $\sigma_{X,Y}$ es la covarianza, x_i y y_i son las variables aleatorias, μ_X y μ_Y son el promedio de las variables aleatorias respectivamente y n es el número de variables o datos observados.

Coefficiente de correlación. Mide el grado de asociación lineal entre dos variables aleatorias X y Y . Para poder calcular el coeficiente de correlación es necesario tomar en cuenta la covarianza y así identificar dicha asociación, el coeficiente de correlación se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{\sigma_{X,Y}}{\sigma_X * \sigma_Y} \quad 2.8$$

Donde ρ es el coeficiente de correlación, $\sigma_{X,Y}$ es la covarianza, σ_X y σ_Y son las desviaciones estándar para las variables X y Y respectivamente.

Los valores que puede tomar el coeficiente de correlación ρ son: $-1 < \rho < 1$

Si $\rho > 0$ entonces la correlación es lineal positiva esto quiere decir, que si el valor de una variable sube el de la otra también como se puede ver en la figura 2.4a, la correlación es lineal perfecta cuando toma el valor de 1.

Si $\rho < 0$, entonces la correlación es lineal negativa esto quiere decir, que si el valor de una variable sube el de la otra disminuye como se muestra en la figura 2.4b, la correlación es lineal negativa perfecta cuando toma el valor de -1.

Si $\rho = 0$ entonces no hay correlación alguna entre las variables como se puede apreciar en la figura 2.4c. En la figura 2.4, se muestran los tres tipos de correlaciones:

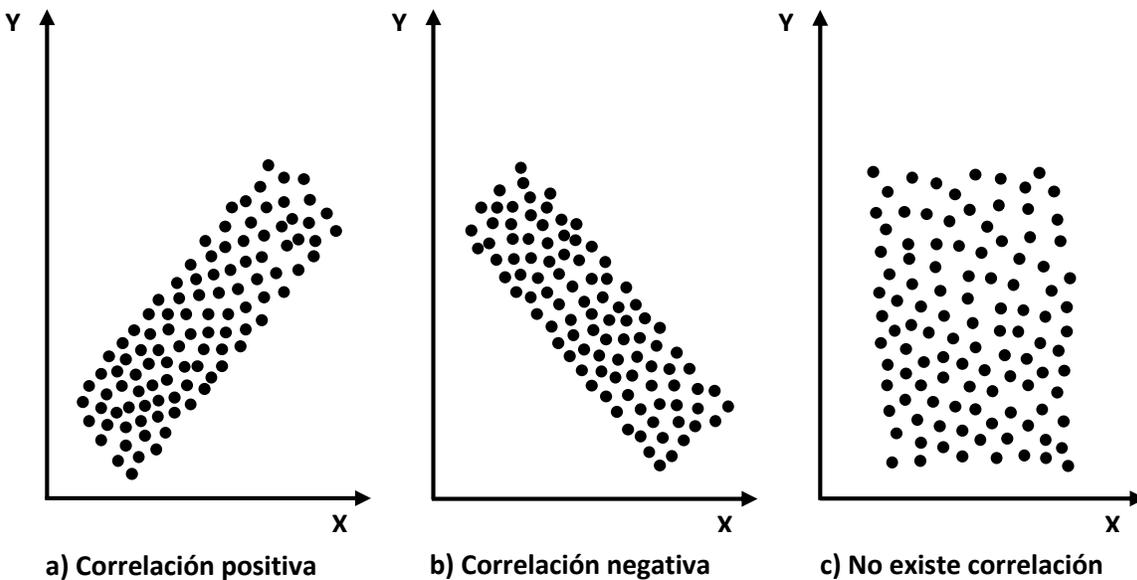


Figura 2.4 Diferentes tipos de coeficiente de correlación.

2.1.6 Tipos de distribuciones.

La distribución de probabilidad representa los resultados de un experimento, teniendo en cuenta cada una de sus variables aleatorias y su probabilidad de que alguna de las variables ocurra. A continuación se definen los siguientes tipos de distribuciones.

Distribuciones discretas. Entre estas se tienen las siguientes:

Distribución Dicotómica (Bernoulli), Binomial, Hipergeométrica y la de Poisson.

Distribuciones continuas. Entre estas distribuciones se tienen:

Distribución uniforme, exponencial, normal, y la lognormal.

La distribución que se toma en cuenta para este trabajo es la distribución normal. La importancia de esta distribución radica en que el comportamiento de las variables de un gran número de fenómenos se puede describir por medio de esta distribución. Dentro de estos fenómenos se consideran de carácter natural, social y psicológico. A continuación se va a definir esta distribución para un mejor entendimiento.

Distribución normal. La distribución normal corresponde a la distribución de probabilidad continua. Su característica principal es la curva normal mejor conocida como campana de Gauss, donde depende de parámetros que son la media (μ) y la desviación estándar (σ), esta última mientras menor sea su valor menor será la dispersión con respecto a su valor medio. El área bajo la curva está dividida en dos áreas comprendidas por un 50% cada una, en la figura 2.5, se puede observar lo mencionado anteriormente. La ecuación para calcular el área bajo la curva, es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad 2.9$$

Donde σ es la desviación estándar, μ es el valor medio del conjunto de datos y e es una constante que vale: 2.718.

La distribución normal se puede calcular de manera estandarizada con la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad 2.10$$

Donde Z es la variable estandarizada con media 0 y desviación estándar de 1.

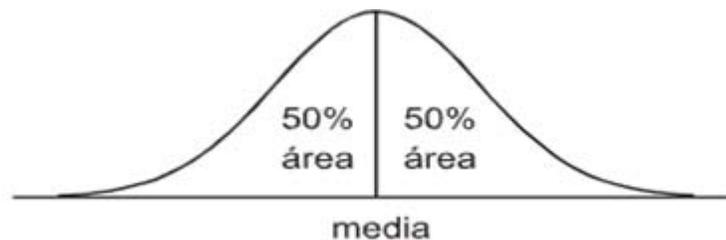


Figura 2.5 Campana de Gauss.

Función de densidad de probabilidad. La función de densidad $f(x)$ indica mediante un intervalo (a, b) los posibles valores que puede tener la variable aleatoria continua, es decir; $P(a \leq x \leq b)$ y esta función se cumple si: la función del parámetro evaluado es mayor que cero, entonces $f(x) \geq 0$. Por último si la integral que está evaluando de a hasta b de la función x es igual a 1 entonces $\int_a^b f(x)dx$. En la figura 2.6, se muestra la interpretación geométrica de la función de densidad.

Función de probabilidad acumulada. La función de probabilidad acumulada $F(x)$ indica mediante un intervalo $(-\infty, x)$ los posibles valores que puede tener la variable aleatoria discreta, pero también se debe de conocer la probabilidad de que la variable tome valores menores o iguales de un determinado valor (x) . Para esto es necesario ir acumulando los distintos valores de la función de la probabilidad para llegar al valor deseado (x) . Entonces la probabilidad será que la variable aleatoria continua X sea menor o igual al valor (x) y se define como $P(X \leq x)$ y dicha probabilidad está en función de (x) , entonces quedaría $F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx$. En la figura 2.7, se muestra la interpretación geométrica de la función de probabilidad acumulada.

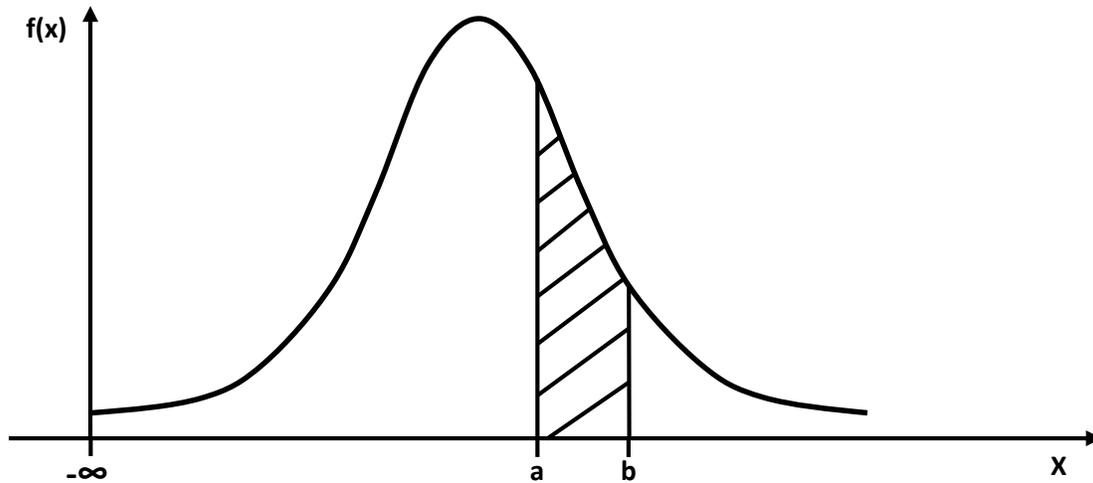


Figura 2.6 Interpretación de la función de densidad de probabilidad.

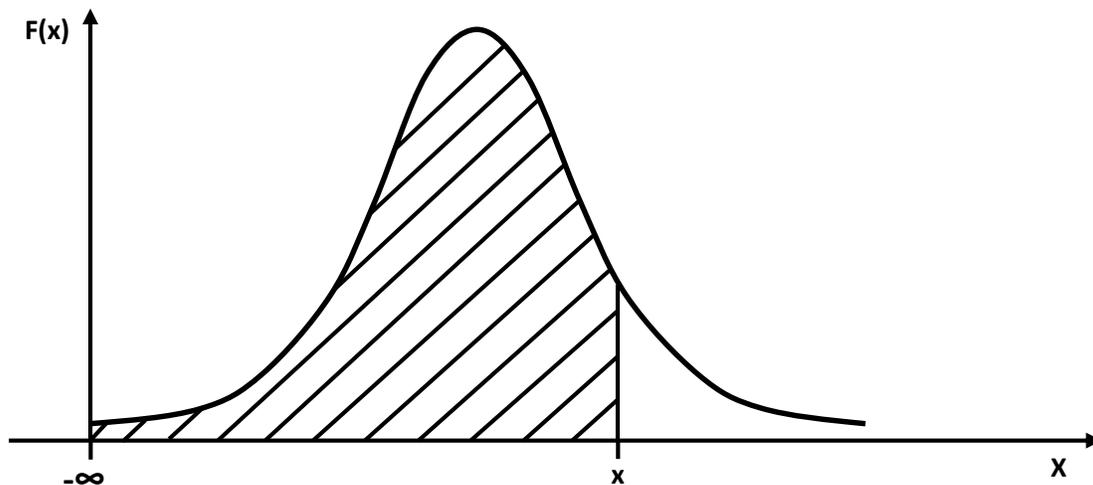


Figura 2.7 Interpretación de la función de probabilidad acumulada.

2.1.7 Probabilidad condicional.

La probabilidad condicional define que al tener dos eventos A y B, donde el evento B ya ocurrió, podríamos entonces conocer la probabilidad de que ocurra el evento A. La probabilidad es condicional, porque el resultado que se pueda obtener del evento A, depende de la probabilidad del evento B y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$P(A|B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \quad 2.11$$

Donde $P(A|B)$ es la probabilidad que ocurra el evento A dado que ya ocurrió el evento B. $P(A \cap B)$ es la probabilidad de que los dos eventos ocurran al mismo tiempo. $P(B)$ es la probabilidad del evento B, el cual ya ocurrió y debe ser mayor de cero. Un ejemplo con base en la figura 2.8, es como sigue. El evento B representa una obra que ya fue construida y el evento A una obra que aún no ha sido construida pero tiene la probabilidad de serlo, dado que la obra B ha ocurrido, entonces $P(A|B)$ sería la probabilidad de que la obra del evento A va a ocurrir puesto que la obra del evento B ya ocurrió. $P(A \cap B)$ Es la intersección de que los dos eventos se realicen al mismo tiempo y el área de B representa $P(B)$ y que debe ser mayor que cero.

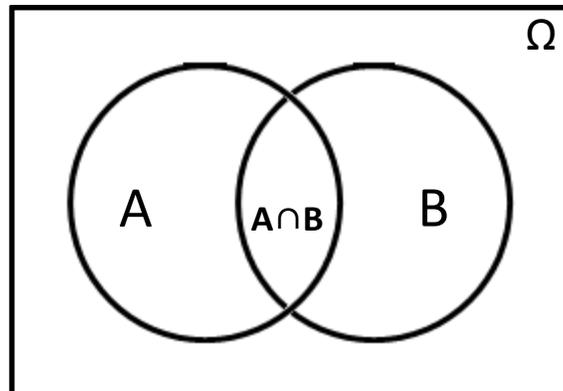


Figura 2.8 Diagrama de la probabilidad condicional.

2.2 Dinámica estructural.

El objetivo de la dinámica estructural es estudiar el movimiento de las estructuras y las causas que lo producen siendo la causa principal las cargas dinámicas que interactúan en la estructura, ejemplos de estas cargas son: los sismos y el viento. En esta sección se mencionan conceptos propios de la dinámica estructural que ayudan a entender más sobre el comportamiento que sufre la estructura debido a estas cargas. Los conceptos de interés son: los tipos de vibraciones libres y forzadas, así como su respectivo amortiguamiento, el periodo de vibración de la estructura, la frecuencia de la misma y los espectros de respuesta y de diseño. Los siguientes conceptos se tomaron de la referencia (Beer y col., 2010)

Vibraciones libres. Cuando se tiene un cuerpo de masa m unido a un resorte de constante k , se considera únicamente el movimiento de su centro de masa, a este cuerpo se le denominará como una partícula. La partícula al estar en equilibrio estático, actúan fuerzas sobre ella como lo son su

peso W y la fuerza T ejercida por el resorte, de magnitud $T = k\delta_{estática}$ representando la elongación del resorte, por lo tanto:

$$W = k\delta_{estática} \quad 2.12$$

Si la partícula se encuentra a una distancia x_m de su posición de equilibrio y se suelta sin velocidad inicial. Si x_m es mas pequeña que $\delta_{estática}$ entonces la partícula se moverá hacia un lado y otro de su punto de equilibrio generando una vibración de amplitud x_m . Para entender esta vibración, la partícula se encuentra en una posición P en un tiempo cualquiera t . Se tiene a x como el desplazamiento OP que esta medido desde su posición de equilibrio O (positivo hacia abajo), ahora las fuerzas que actúan sobre la partícula son su peso W y la fuerza T ejercida por el resorte teniendo una magnitud $T = (k\delta_{estática} + x)$. Como $W = k\delta_{estática}$ se tiene entonces una magnitud de la resultante F de las dos fuerzas (positiva hacia abajo) es:

$$F = W - k(\delta_{estática} + x) = -kx \quad 2.13$$

Concluyendo que la resultante de las fuerzas que actúan sobre la partícula es proporcional al desplazamiento OP medido desde su posición de equilibrio. Teniendo en cuenta la convención de signos, se debe considerar que F está dirigida siempre hacia la posición de equilibrio O . Si se sustituye F en la ecuación $F = ma$ y recordando que a es la segunda derivada \ddot{x} de x con respecto a t se tiene:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad 2.14$$

La solución general de la ecuación 2.14, teniendo en cuenta sus soluciones particulares que son: $x = C_1 \text{sen } \omega_n t + C_2 \text{cos } \omega_n t$ es la siguiente:

$$\ddot{x} + \omega_n^2 x = 0 \quad 2.15$$

De la ecuación anterior ω_n es la frecuencia circular natural.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 2.16$$

El movimiento definido por la ecuación 2.14, recibe el nombre de movimiento armónico simple y se caracteriza por el hecho de que la aceleración es proporcional al desplazamiento y de dirección opuesta.

En la figura 2.9a, se muestra que el desplazamiento $x = OP$ es la suma de las componentes de dos vectores C_1 y C_2 respectivamente de magnitud C_1 y C_2 y que cuando t varía, ambos vectores giran en el sentido de las manecillas del reloj, además se puede observar que la magnitud de su resultante \overline{OQ} es igual al desplazamiento máximo x_m . En la figura 2.9b, se puede observar la curva desplazamiento-tiempo representada por una curva senoidal, donde el valor máximo x_m del desplazamiento se le llama amplitud de la vibración, y el ángulo ϕ indica la posición inicial de Q en la circunferencia al cual se le llama ángulo de fase y τ es el periodo de vibración libre.

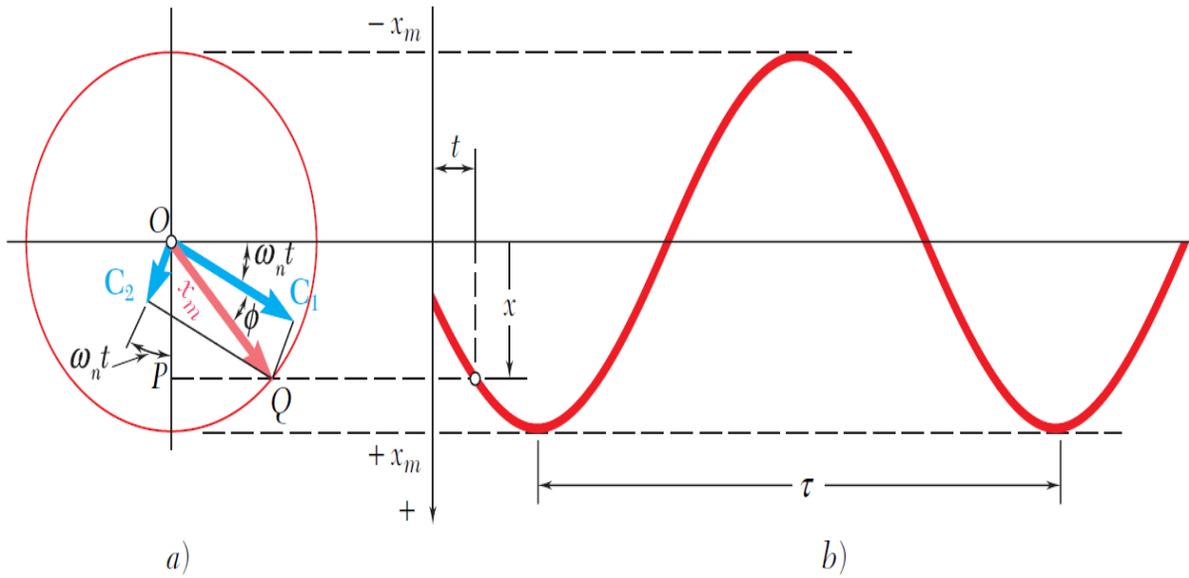


Figura 2.9 Vibraciones libres de partículas.

Vibraciones forzadas. Estas vibraciones se presentan cuando un sistema está expuesto a una fuerza periódica o cuando está unido a un soporte elástico que tiene un movimiento alternante.

Tomando en cuenta el caso de un cuerpo de masa m suspendido de un resorte y sujeto a una fuerza periódica P de magnitud $P = P_m \text{ sen } \omega_f t$, donde ω_f es la frecuencia circular de P . Describiendo mediante x el desplazamiento del cuerpo medido desde su posición de equilibrio, se tiene la ecuación del movimiento:

$$+\downarrow \Sigma F = ma: \quad P_m \text{ sen } \omega_f t + W - k(\delta_{\text{estática}} + x) = m\ddot{x}$$

Si se recuerda que $W = k\delta_{\text{estática}}$ se tiene:

$$m\ddot{x} + kx = P_m \text{ sen } \omega_f t \quad 2.17$$

Vibraciones libres amortiguadas. Todas las vibraciones se amortiguan dependiendo el grado de las fuerzas de fricción. Estas fuerzas pueden ser por fricción seca, entre cuerpos rígidos, fricción fluida, cuando un cuerpo rígido se mueve en un fluido, o a fricción interna entre moléculas de un cuerpo aparentemente elástico.

Un tipo de amortiguamiento de gran interés es el amortiguamiento viscoso ocasionado por fricción o por el rozamiento de un fluido a velocidades bajas y moderadas. La característica del amortiguamiento viscoso es que la fuerza de fricción que genera es directamente proporcional y opuesta a la velocidad del cuerpo en movimiento. Para ejemplificar este amortiguamiento, se tiene un cuerpo de masa m suspendido de un resorte de constante k , donde el cuerpo estará conectado al émbolo de un amortiguador. La magnitud de la fuerza de fricción que ejerce el fluido de los alrededores sobre el émbolo es igual a $c\dot{x}$, donde la constante c se conoce como el coeficiente de

amortiguamiento viscoso, el cual depende de las propiedades físicas del fluido y de las características de construcción del amortiguador. La ecuación del movimiento es:

$$+\downarrow \Sigma F = ma: \quad W - k(\delta_{estática} + x) - c\dot{x} = m\ddot{x}$$

Cuando $k\delta_{estática}$ se escribe:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad 2.18$$

Sustituyendo $x = e^{\lambda t}$ en la ecuación 2.18 y dividir entre $e^{\lambda t}$ se tiene su ecuación característica

$$m\lambda^2 + c\lambda + kx = 0 \quad 2.19$$

Entonces se obtienen las siguientes raíces:

$$\lambda = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad 2.20$$

Cuando se define el coeficiente de amortiguamiento crítico c_c , como valor de c que hace que el radical en la ecuación 2.20 se iguale a cero, se tiene:

$$\left(\frac{c_c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0 \quad c_c = 2m \sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega_n \quad 2.21$$

De la ecuación anterior ω_n es la frecuencia circular natural del sistema en ausencia del amortiguamiento. Se tienen tres casos diferentes de amortiguamiento, dependiendo del valor de c .

1. Sobre-amortiguamiento o amortiguamiento fuerte: $c > c_c$ donde las raíces λ_1 y λ_2 de la ecuación característica 2.19 son reales y distintas, y la solución general de la ecuación diferencial 2.18 es:

$$x = C_1 e^{\lambda_1 t} + C_2 e^{\lambda_2 t} \quad 2.22$$

La solución anterior corresponde a un movimiento no vibratorio, debido a que las raíces λ_1 y λ_2 son negativas respectivamente, es decir; x tiende a cero cuando t aumenta. Aunque después de este comportamiento el sistema en realidad vuelve a su posición de equilibrio después de un tiempo finito.

2. Amortiguamiento crítico: $c = c_c$ el movimiento generado por este amortiguamiento es no vibratorio. Este amortiguamiento es de gran interés en aplicaciones de ingeniería, puesto que vuelve a su posición de equilibrio en el menor tiempo posible sin oscilación.

3. Sub-amortiguamiento o amortiguamiento débil: $c < c_c$, en la figura 2.10 se puede observar el comportamiento para este tipo de amortiguamiento donde x es el desplazamiento, t es el tiempo, τ_d es el periodo de vibración amortiguado, y x_0 es un movimiento vibratorio decreciente.

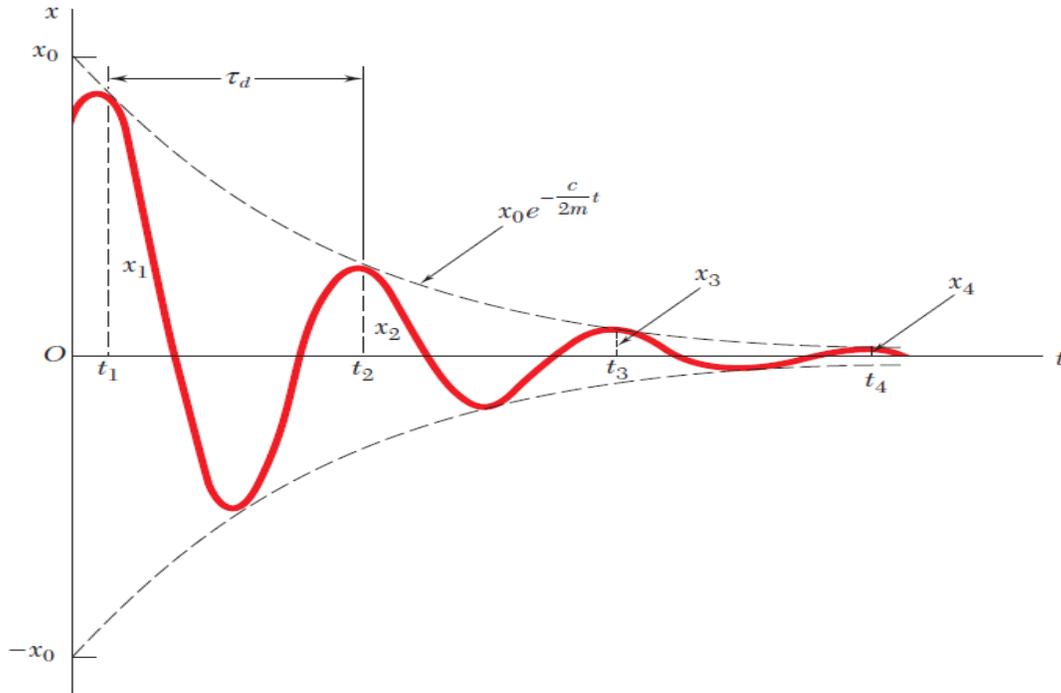


Figura 2.10 Sub-amortiguamiento débil.

Vibraciones forzadas amortiguadas. Si el sistema que se mencionó en la sección de vibraciones libres amortiguadas está sujeto a una fuerza periódica P de magnitud $P = P_m \text{ sen } \omega_f t$, la ecuación del movimiento se convierte en:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_m \text{ sen } \omega_f t \quad 2.23$$

Periodo de vibración de la estructura. Cuando un sismo interactúa en una estructura esta tiende a desplazarse y su estado de equilibrio es alterado debido a la fuerza provocada por la intensidad del sismo, de tal manera que la estructura se mantiene moviéndose de un lado a otro antes de llegar a su posición original. El intervalo de tiempo que se necesita para realizar un ciclo del movimiento de un lugar a otro recibe el nombre de periodo de vibración, en la figura 2.11, se puede apreciar el periodo de vibración donde X es el desplazamiento y T es el periodo de vibración. Para calcular el periodo de vibración de la estructura se realiza con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad 2.24$$

Donde T es el periodo de vibración de la estructura en segundos y ω es la frecuencia en Hz.

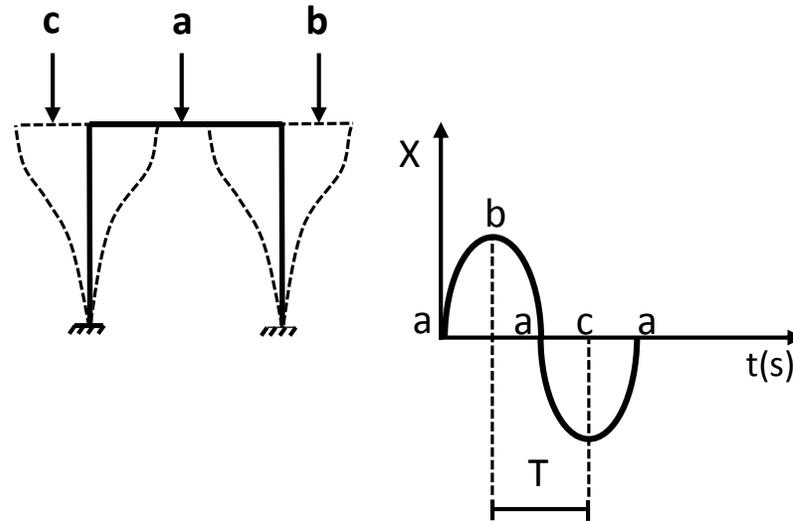


Figura 2.11 Periodo de vibración de un marco estructural.

Frecuencia. Es el número de ciclos del periodo de vibrar de la estructura por unidad de tiempo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\omega = \frac{1}{T} \quad 2.25$$

Donde T es el periodo de vibración de la estructura en segundos, ω es la frecuencia en Hz.

2.2.1 Tipos de espectros.

Los espectros de sismo sirven para encontrar las respuestas máximas en términos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos de la estructura y dicha respuesta está en función del periodo de vibración. Los espectros toman en cuenta los efectos de sismos de distintos orígenes y diversos tipos de suelo. Existen diversos espectros como son: espectros de respuesta, de sitio, de diseño, de desplazamiento y de velocidad. A continuación se explican los siguientes espectros, debido a su uso para el diseño sismo-resistente.

Espectro de respuesta. El espectro de respuesta es un gráfico que se ve de forma irregular debido a sus curvas, picos y valles donde representa la respuesta máxima de desplazamientos, velocidad y aceleración que actúa de manera dinámica en la estructura. Un dato importante es que los espectros de respuesta que se obtienen son únicamente para un sismo dado. Un ejemplo del espectro de respuesta es someter un marco estructural usando un registro de aceleración y que seguramente el marco tendrá una respuesta en función de la historia de desplazamientos, aceleración o velocidad, donde se puede obtener un valor máximo e introducirlo al gráfico en función del periodo de vibración, como un punto en el espectro de respuesta. En figura 2.12, se ilustra cómo se determina un espectro de este tipo.

Espectro de diseño. Debido a que no se puede diseñar una estructura para resistir un solo sismo, esto porque probablemente en un intervalo de tiempo se volverá a presentar otro evento sísmico con diferente intensidad. Entonces para este caso el espectro de respuesta no es de gran ayuda para

un diseño sismo-resistente como se menciona en la sección 2.2.1. Una manera de realizar un diseño sismo-resistente considerando varios sismos típicos de la zona, es mediante el uso de espectros de diseño, representados por líneas suavizadas, esto con el fin de evitar las curvas bruscas que se presentan en el espectro de respuesta. Estas líneas se interpretan como una rama ascendente donde considera las aceleraciones máximas del terreno, una meseta donde las aceleraciones se mantienen constantes y finalmente una rama decreciente. Cabe mencionar que se pueden utilizar factores de ductilidad para los mismos espectros de diseño, con el propósito de permitir mayores deformaciones antes de que la estructura llegue a colapso total. Otra manera de realizar un diseño sismo-resistente es con los espectros que vienen en el reglamento de construcciones. Para mayor información revisar la referencia Crisafulli y Villafane (2002).

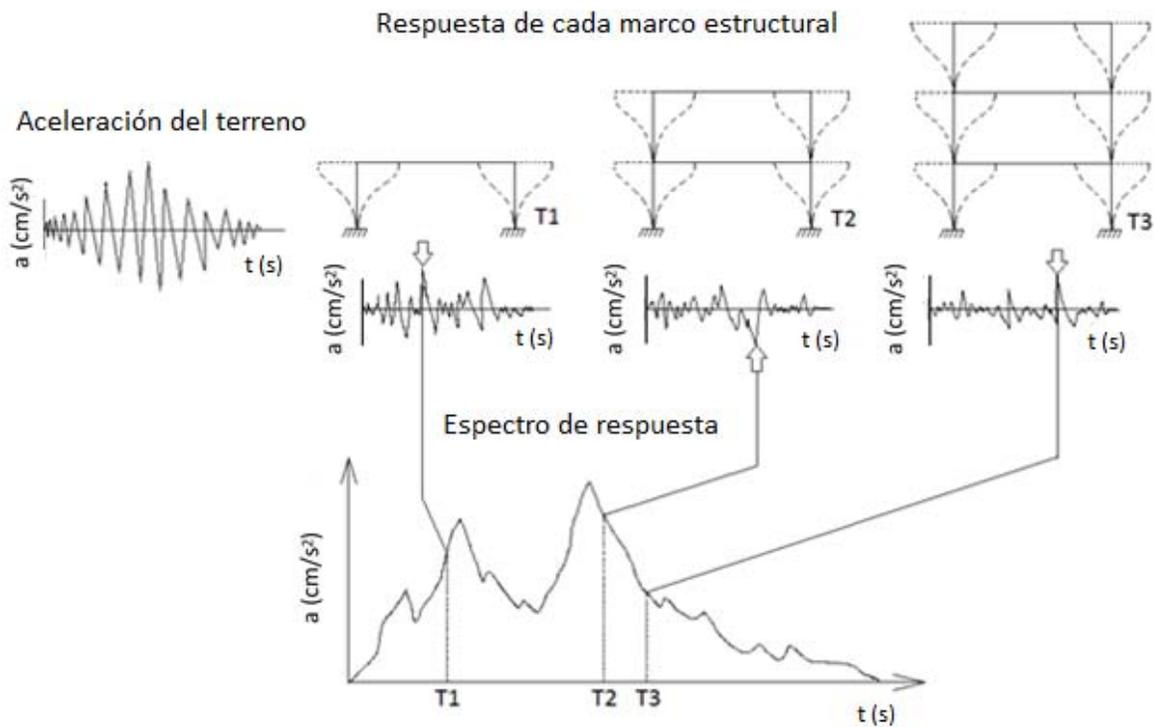


Figura 2.12 Gráfica de cómo se determina un espectro de respuesta.

2.2.2 Definición de rango lineal y no lineal.

Todo material se encuentra en un rango lineal o no lineal dependiendo a la relación esfuerzo y deformación al que está sometido, a esta relación se le llama ley de Hooke y puede expresarse por la siguiente ecuación:

$$\sigma = E\varepsilon \quad 2.26$$

Donde σ es el esfuerzo que se está realizando en el material y sus unidades son Kg/cm², E es el módulo de Young o módulo de elasticidad y sus unidades son Kg/cm² y ε es la deformación del material y es adimensional.

La ecuación 2.26 dice que el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación unitaria, lo que significa que conforme se va aumentando el esfuerzo, el material tiende a sufrir una mayor deformación, teniendo como una constante el módulo de elasticidad E representado como una recta. El módulo de elasticidad es un valor propio del comportamiento de cada material como lo es su resistencia, rigidez y ductilidad y esto permite a su vez obtener las propiedades mecánicas de los materiales. En la figura 2.13, se puede apreciar el límite de proporcionalidad donde el material se encuentra en la etapa elástica y existen deformaciones pero regresa a su forma original. Cuando se llega al punto de fluencia y se sobrepasa, el material sufre una deformación permanente entrando en una etapa inelástica teniendo como consecuencia últimos esfuerzos hasta llegar a la falla.

Por otra parte el análisis no lineal se realiza en el estudio de las estructuras, porque seguramente estas tendrán un comportamiento inelástico o porque sus elementos estructurales sobrepasaran el límite de fluencia, debido a las demandas de los sismos empleados que llevan a las estructuras muy cercanas al colapso.

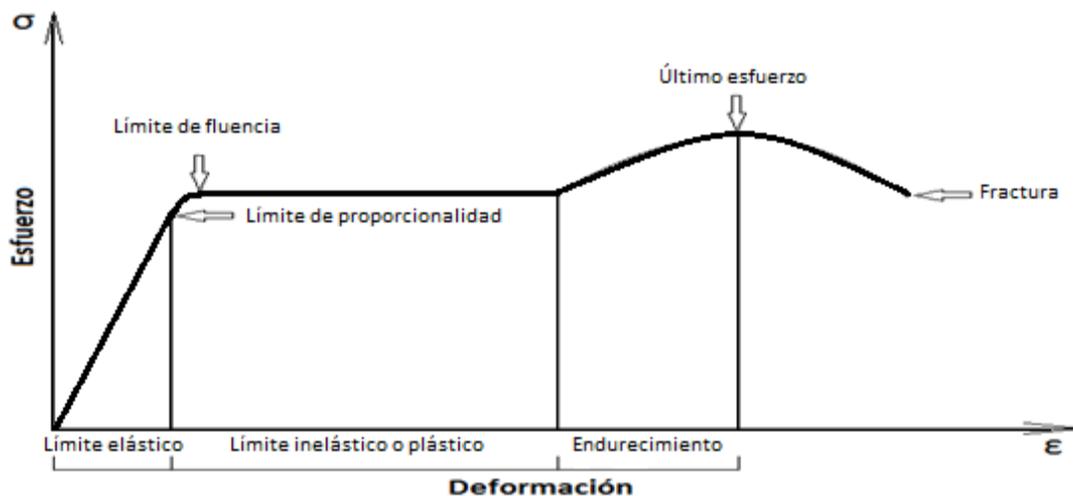


Figura 2.13 Grafica esfuerzo deformación.

2.2.3 Respuesta de edificios ante una intensidad sísmica.

La respuesta sísmica de un edificio depende mucho del movimiento del suelo provocado por el sismo y de las características dinámicas de la estructura, debido a que la base del edificio adopta el movimiento producido por el sismo. Por otra parte, la inercia producida por la masa de los demás niveles tiende a oponerse a este movimiento, es entonces cuando la estructura se encuentra en peligro sísmico. Por todo lo anterior es necesario considerar cuando un edificio tiene una respuesta sísmica lineal y una respuesta sísmica no lineal.

Respuesta sísmica lineal. Cuando un sismo es moderado el edificio no está expuesto a ningún peligro por grandes esfuerzos, deformaciones y mucho menos a llegar al colapso, debido a que este comportamiento se encuentra en el rango lineal y esto depende de la configuración estructural del

sistema. En la figura 2.14, se muestra el rango lineal donde está ubicado el comportamiento de la estructura ante una respuesta sísmica lineal.

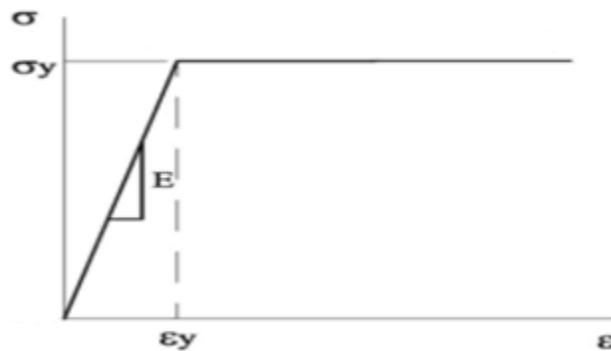


Figura 2.14 Ubicación de la zona elástica de un edificio ante una intensidad sísmica moderada.

Respuesta sísmica no lineal. Esta se presenta cuando la excitación sísmica a la que está expuesta la estructura hace que sufra cambios en su configuración estructural. Perdiendo así, su rigidez y resistencia, aumentando las deformaciones en los elementos estructurales, sobrepasando el límite lineal y de fluencia donde dichas deformaciones cada vez serán más grandes. Teniendo en cuenta lo anterior se puede determinar que la estructura entra en una respuesta no lineal, es por eso que toda estructura se puede diseñar con factores de ductilidad permitiendo que la estructura sufra grandes deformaciones antes de llegar a la falla. El comportamiento no lineal está relacionado con el daño provocado en la estructura desde sus elementos no estructurales hasta elementos propios de la estructura, vigas, columnas y muros.

Bazán y Meli (2002) mencionan que la descripción que se puede dar de un comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio como se muestra en la siguiente figura 2.15.

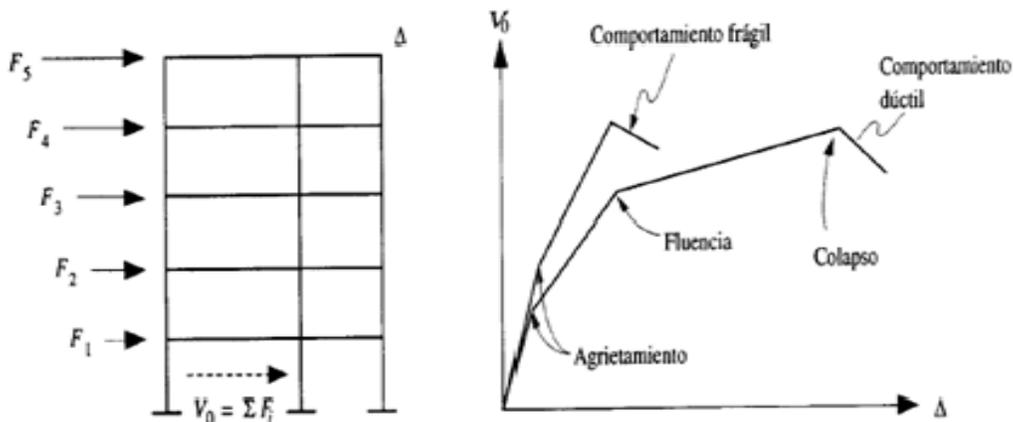


Figura 2.15 Relación carga-deformación de un edificio.

2.3 Modelos histeréticos.

Los modelos histeréticos estudian el comportamiento inelástico que sufre la estructura, principalmente en sus elementos estructurales vigas y columnas, debido a una historia de daño provocado por la intensidad sísmica y que mediante la estimación de este comportamiento inelástico se puede tener un diseño óptimo y confiable. La palabra histeréisis o histerético habla del deterioro del elemento estructural por una acumulación de daño provocado por un ciclo de cargas. Es por esto que se han desarrollado, para conocer el comportamiento del material y del elemento estructural. A continuación se hablará de las características principales de los modelos histeréticos, empezando con el primer modelo Elasto-plástico, el modelo Bi-lineal, el modelo de Q-Hyst y por último el modelo Takeda que se puede considerar el más completo de todos.

Modelo Elasto-plástico. Fue el primer modelo inelástico teniendo ciertas limitaciones como el no mostrar de manera gráfica el endurecimiento del material, la rigidez que pierde el material y su máxima deformación. El modelo elasto-plástico indica que cuando el material se encuentra en el límite de fluencia la deformación se mantiene constante, la gráfica del modelo elasto-plástico se muestra en la figura 2.16.

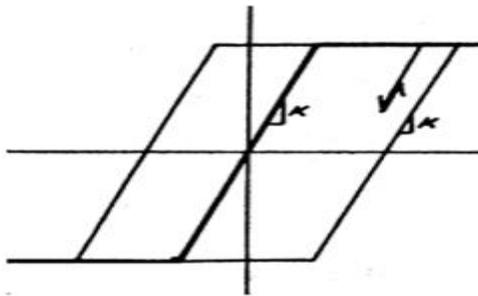


Figura 2.16 Modelo Elasto-plástico.

Modelo Bi-lineal. Se usa tanto para estructuras de acero como de concreto, es similar al modelo elasto-plástico la diferencia es que toma en cuenta el endurecimiento por deformación del acero. Este modelo no incluye la degradación de la rigidez durante la descarga al sobrepasar el límite de fluencia y durante las cargas reversibles. La importancia de este modelo es que la disipación de energía es grande, para deformaciones de amplitudes altas y en amplitudes bajas no se toma en cuenta la disipación de energía.

Modelo Q-Hyst. Este modelo se basa en el modelo lineal, considera un aumento en el endurecimiento del material cuando se rebasan deformaciones elásticas positivas y negativas. La degradación de rigidez se toma en cuenta cuando se está presentando la descarga.

Modelo Takeda. Este modelo es el más sofisticado ya que satisface el comportamiento estático y dinámico. También muestra los diferentes comportamientos del elemento estructural, es decir cuando el elemento no está agrietado, cuando está agrietado y cuando llega a su estado de fluencia muestra la disipación de energía a partir de que el elemento empieza agrietarse.

En esta sección se habló de manera breve de algunos modelos histeréticos debido a que el programa DRAIN 2D, toma en cuenta dichos modelos para su análisis dinámico. Existen más modelos histeréticos para mayor información revisar (Flores 2003).

CAPÍTULO 3

DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO (C.R.)

Los tres edificios tomados para el análisis de respuesta sísmica y de diseño son de 11, 10 y 6 niveles respectivamente, están desplantados en la zona IIIb como se indica en la figura 3.1 del RCDF 2004, descrita como una zona lacustre (zona de lago) ver tabla 3.1, destinado para oficinas que corresponde al grupo B como se muestra en la tabla 3.2. Se eligió este sitio dadas las características del suelo y los daños que puedan llegar a tener las estructuras ante un evento sísmico. Se toma el edificio de 11 niveles como ejemplo en el análisis, diseño y modelado que se debe realizar si se quiere trabajar con un edificio de características similares a los que se estudian aquí. Para los edificios de 6 y 10 niveles ya no se detallan sus procedimientos pero se trabajaron de la misma manera que el de 11 niveles. En este estudio no se considera la interacción suelo estructura, pues el objetivo es conocer únicamente el comportamiento dinámico de las tres estructuras ante diferentes registros de aceleración. Para esto se emplearon 3 acelerogramas los cuales se aplicaron en la base de cada uno de los edificios en estudio y se usaron de acuerdo a su intensidad sísmica, es decir se aplicó primero el sismo del año 1985 registrado en la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes), porque es el de intensidad alta, después el Sismo 2 por ser de intensidad media y por último el Sismo 1 por ser el de intensidad baja. En la figura 4.6, se pueden observar los sismos empleados para este trabajo.

El RCDF 2004 menciona en las NTC para sismo sección 5.2, que para un $Q = 3$ se debe tener lo siguiente: Se usará $Q = 3$ cuando satisfacen las condiciones 5.1.b (si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, estos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuesto de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería) y 5.1.d (los muros y marcos de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles) o 5.1.e (los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a (La resistencia de todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante) o 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes. Por lo anterior en nuestro ejemplo se toma un

Q = 3 factor de comportamiento sísmico que puede definirse como la ductilidad que tomara la estructura de acuerdo a su geometría y material. Dependiendo de estos parámetros tendrá una respuesta distinta ante un evento sísmico, esto quiere decir, que entre más grande sea el factor menor impacto sísmico sufrirá la estructura y podrá tener mayores deformaciones antes de llegar al colapso.

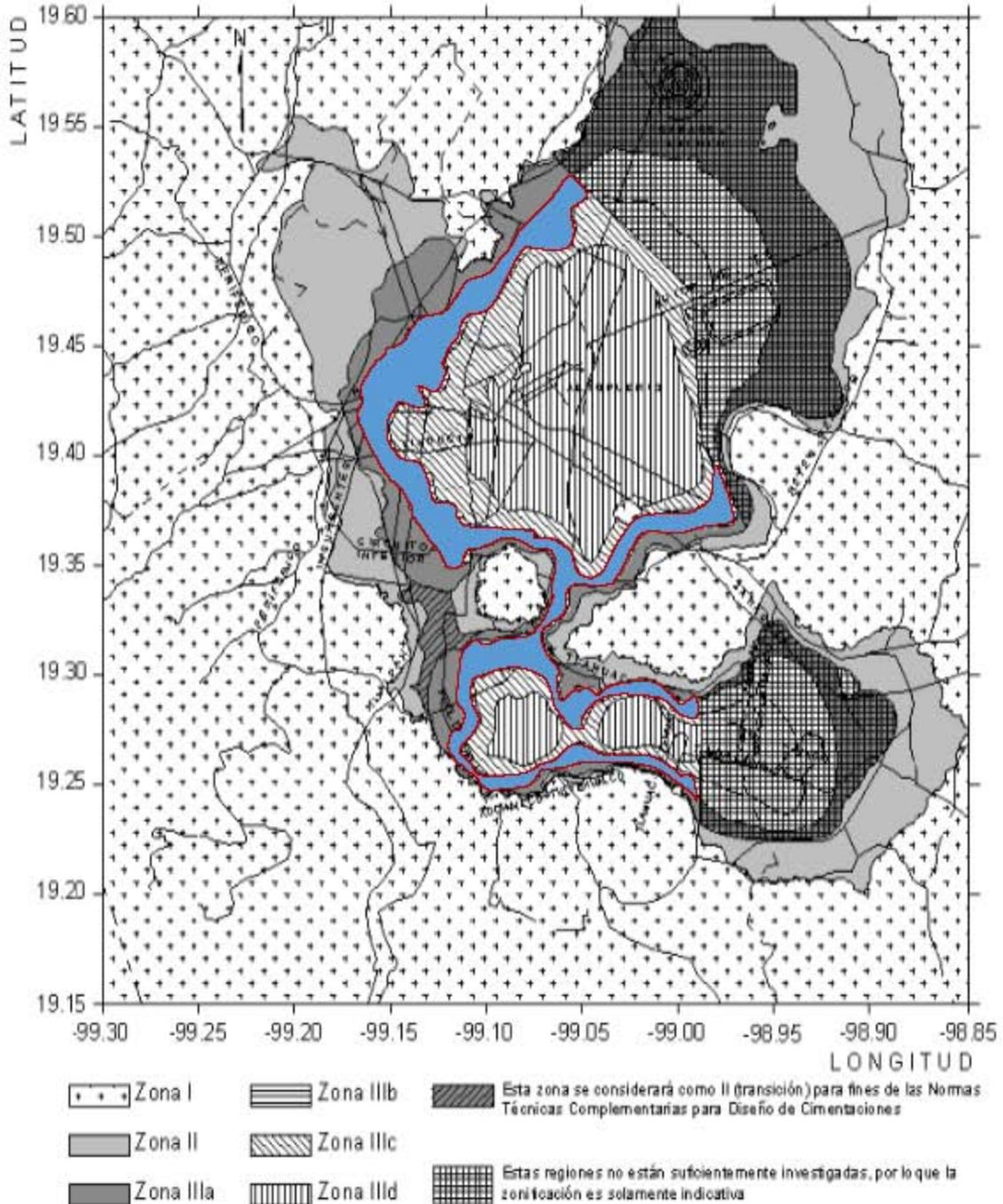


Figura 3.1 Zonificación del Distrito Federal para su diseño sísmico (RCDF 2004).

Tabla 3.1 Zonas en que se divide el Distrito Federal según el RCDF 2004.

<i>Zona</i>	<i>Descripción</i>
I Lomas	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.
II Transición	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
III Lacustre	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Tabla 3.2 Clasificación de construcciones según el RCDF 2004.

<i>Grupo</i>	<i>Descripción</i>
Grupo A	Construcciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de muertes, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y
Grupo B	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
Subgrupo B1	Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m ² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m ² de área total construida en zona III, y
Subgrupo B2	Las demás de este grupo.

3.1 Análisis estructural.

Para poder determinar las respuestas sísmicas del edificio de 11 niveles (convencional), es necesario contar con las características que a continuación se presentan. En la figura 3.2, se puede observar la numeración de cada uno de los nudos que conforman la estructura y que posteriormente se ocupará en la sección B2 tabla 4.1.

Datos y parámetros del edificio de once niveles:

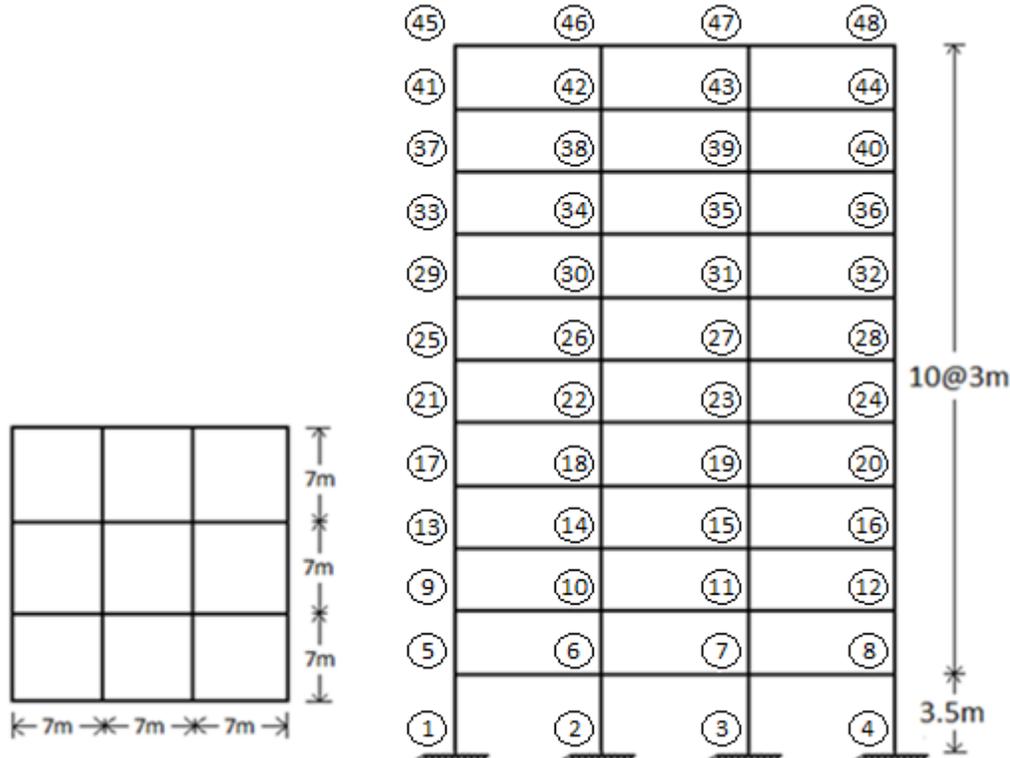


Figura 3.2 Planta y elevación del edificio convencional.

El edificio está desplantado en la zona IIIb (suelo blando) con un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, factor de regularidad $k = 1$ y $c = 0.45$ obtenido del RCDF 2004, como se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones del RCDF 2004.

Zona	c	α_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

3.1.1 Dimensionamiento de los elementos estructurales del edificio conformado por vigas y columnas de concreto reforzado.

En este paso se proponen las dimensiones de los elementos estructurales que se muestran en tabla 3.4, para llevar a cabo un método de análisis sísmico (estático) y verificar que con estas dimensiones se cumplan las distorsiones que se pide en el reglamento (RCDF 2004).

Tabla 3.4 Geometría de los elementos estructurales propuestos.

<i>Nivel</i>	<i>Columnas (m)</i>	<i>Vigas (m)</i>
1-3	0.85x0.85	0.35x0.75
4-6	0.80x0.80	0.35x0.75
7	0.70x0.70	0.35x0.75
8-9	0.70x0.70	0.30x0.70
10	0.60x0.60	0.25x0.55
11	0.50x0.50	0.25x0.55

3.1.2 Cálculo del método estático.

Meli (2008) menciona que los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base), a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura suponiendo que esta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. El RCDF 2004 acepta el uso del método estático en estructuras de altura no mayor a los 30m, sin embargo debe evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

Teniendo los datos generales de la estructura se procede a determinar las fuerzas laterales debidas al sismo según el método estático y los resultados correspondientes se muestran en la tabla 3.5. El siguiente procedimiento al que se recurre para obtener dichas fuerzas laterales y rigideces, están tomados de (Meli 2008).

En primera instancia se calculan los pesos de la azotea y entrepisos respectivamente, con los siguientes datos tomados del RCDF 2004.

Carga muerta para azotea: 0.56 t/m^2

Carga viva máxima para azotea: 0.10 t/m^2

Carga viva instantánea para azotea: 0.07 t/m^2

Carga muerta para entrepisos: 0.42 t/m^2

Carga viva máxima para entrepisos: 0.25 t/m^2

Carga viva instantánea para entrepisos: 0.18 t/m^2

Lo anterior da lugar a los siguientes pesos:

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

$$W_{\text{azotea}} = 0.73 \text{ t/m}^2 \times 21\text{m} \times 21\text{m} = 321.93 \text{ T} \quad W_{\text{entrepisos}} = 0.85 \text{ t/m}^2 \times 21\text{m} \times 21\text{m} = 374.85 \text{ T}$$

Tanto en la dirección X como en la dirección Y se toma el mismo $Q = 3$, debido a que las dimensiones en planta de la estructura son simétricas.

Se determina el coeficiente sísmico si no hay reducciones por el periodo de la estructura, por lo tanto se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{c}{Q} \quad 3.1$$

Para la zona IIIb terreno blando corresponde un $c = 0.45$ según la tabla 3.3, entonces sustituyendo en la ecuación 3.1 el coeficiente sísmico para el análisis estático sin reducción de la estructura para la dirección X y Y es:

$$C_s = \frac{0.45}{3} = 0.15$$

Para ver la posibilidad de reducir el coeficiente sísmico, se hará una estimación del periodo con las expresiones de proximidad para la dirección X y Y . Por ser estructuración a base de marcos de concreto reforzado se tomará la siguiente ecuación:

$$T = CtH^{0.75} \quad 3.2$$

Donde Ct es una constante con valor de 0.08 y H es la altura total de la estructura.

Sustituyendo la ecuación 3.2 para obtener el periodo fundamental de la estructura.

$$T = 0.08 \times 33.5^{0.75} = 1.11 \text{ seg}$$

Como el periodo fundamental es de 1.11 segundos y es mayor que $T_a = 0.85$ y menor que $T_b = 3.0$, ver tabla 3.3, se deja 1.11 segundos como periodo fundamental de la estructura.

Tabla 3.5 Determinación de las fuerzas sísmicas en cada nivel.

Nivel	Altura	W (ton)	W _i h _i (ton-m)	Dirección X		Dirección Y	
				F _i (ton)	V _i (ton)	F _i (ton)	V _i (ton)
11	33.5	321.93	10784.66	88.37		88.37	
					88.37		88.37
10	30.5	374.85	11432.93	93.67		93.67	
					182.04		182.04
9	27.5	374.85	10308.38	84.47		84.47	
					266.51		266.51
8	24.5	374.85	9183.83	75.26		75.26	
					341.77		341.77
7	21.5	374.85	8059.28	66.04		66.04	
					407.81		407.81
6	18.5	374.85	6934.73	56.83		56.83	
					464.64		464.64
5	15.5	374.85	5810.18	47.61		47.61	
					512.25		512.25
4	12.5	374.85	4685.63	38.40		38.40	
					550.65		550.65
3	9.5	374.85	3561.08	29.18		29.18	
					579.83		579.83
2	6.5	374.85	2436.53	19.97		19.97	
					599.80		599.80
1	3.5	374.85	1311.98	10.75		10.75	
	Suma	4070.43	74509.21	610.55		610.55	

Donde:

Columna 1: Número de niveles de la estructura.

Columna 2: La altura en metros, medida a partir del nivel del desplante de los pisos correspondientes del nivel 1 al 11.

Columna 3: El peso en toneladas de cada piso.

Columna 4: El producto del peso por la altura de cada nivel.

Columna 5: Fuerza lateral de cada nivel, determinada con la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} * V \quad 3.3$$

Columna 6: Fuerza cortante de cada entrepiso, determinada por la suma de cada una de las fuerzas laterales anteriores de cada entrepiso.

Donde $\sum W_i h_i$, es la suma de todos los valores de la columna 4 o sea:

$$\sum W_i h_i = 74509.21 \text{ ton} * m$$

El cortante basal V , para dirección en X y Y , se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{X,Y} = C_S * W \quad 3.4$$

Las columnas 7 y 8 tienen el mismo significado que las columnas 5 y 6, pero en relación a la dirección Y y finalmente V es el cortante basal para el sismo actuando en dirección X y Y .

3.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas en los diferentes marcos del edificio en estudio.

En esta sección para el edificio de once niveles se trata de encontrar como se distribuyen las fuerzas cortantes sísmicas para cada entrepiso y cada dirección entre sus diferentes ejes. Para ser más específicos en la figura 3.3, se muestra la planta del edificio y sus respectivos ejes en la dirección X y Y . La determinación se hará únicamente para el entrepiso 7-8.

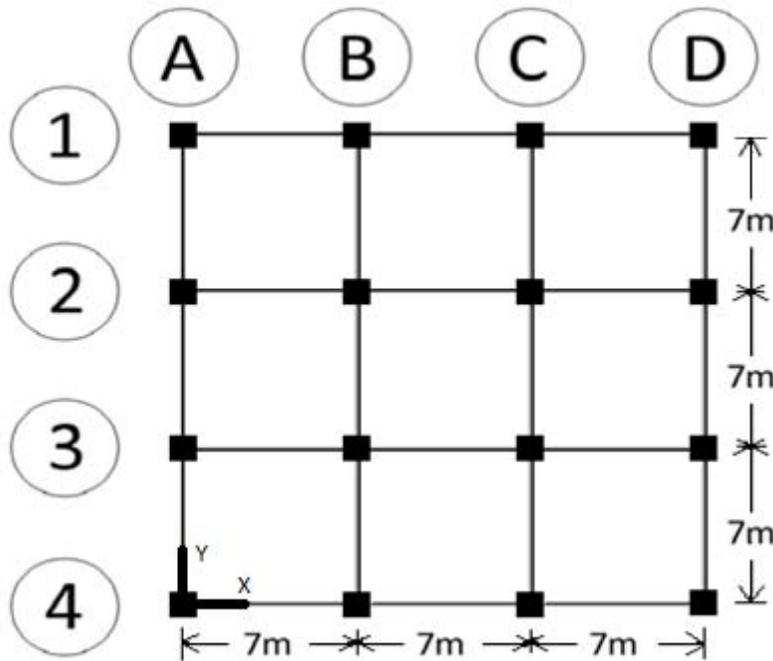


Figura 3.3 Planta del edificio con sus respectivos ejes.

El sistema piso comprendido por la losa y vigas de concreto reforzado son altamente rígidos, de manera que cada entrepiso toma una porción de la fuerza sísmica proporcional a su rigidez. Una estimación aproximada de la rigidez del entrepiso de un marco regular, se obtiene con la ecuación de Wilbur 3.5, para un entrepiso intermedio como el 7-8 del edificio en estudio.

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{tn}} \right)} \quad 3.5$$

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

Donde ΣK_{cn} es la sumatoria de las rigideces (I/h) de todas las columnas del entrepiso. ΣK_{tn} Es la suma de las rigideces (I/L) de todas las vigas del piso que se encuentra en la parte superior del entrepiso "n". ΣK_{tm} Es la suma de las rigideces (I/L) de todas las vigas del piso que se encuentra en la parte inferior del entrepiso "n". h_n Es la altura del entrepiso, "o" y "m" identifican los niveles inmediatamente superior e inferior respectivamente al entrepiso "n" en estudio. Para aplicar la ecuación 3.5 es necesario tomar en cuenta las dimensiones de los elementos estructurales de los entrepisos 6, 7 respectivamente.

Tabla 3.6 Datos de los elementos estructurales de los entrepisos 6 y 7.

Nivel	Columnas (cm)	Vigas (cm)
6	80x80	35x75
7	70x70	35x75

A continuación se calcula primeramente la inercia de la sección transversal de cada elemento estructural con la ecuación 3.6 y de manera ilustrativa se muestra en la figura 3.4 la sección con los datos necesarios para obtener dicha inercia. Después se calculan la rigideces de las columnas y vigas tomadas de la tabla 3.6 con la ayuda de las ecuaciones 3.8 y 3.9 respectivamente.

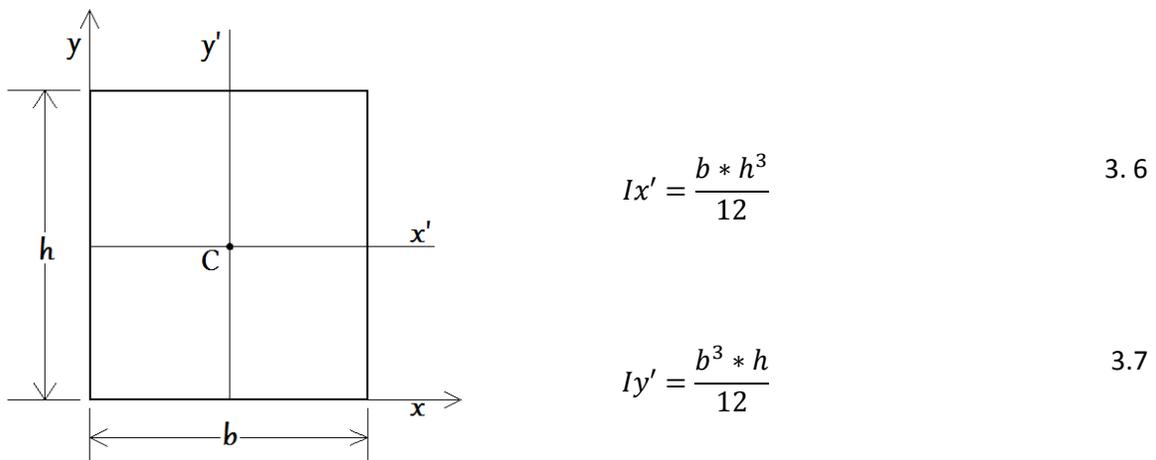


Figura 3.4 Momento de inercia de una sección transversal.

Ecuación para calcular la rigidez en columnas.

$$K = \frac{I}{h} \quad 3.8$$

Ecuación para calcular la rigidez en vigas.

$$K = \frac{I}{L} \quad 3.9$$

Donde I es el momento de inercia de la sección. K Es la rigidez de la sección. L Es la longitud de la sección. b Es la base de la sección y h es la altura de la sección.

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

Las rigideces de las vigas y columnas se obtienen de la siguiente manera:

Rigideces de las columnas del entrepiso 6 para los ejes A, B, C, D, 1, 2, 3 y 4.

$$I_c = \frac{80 * 80^3}{12} = 3,413,333.33 \text{ cm}^4 \qquad K_c = \frac{3,413,333.33 \text{ cm}^4}{300\text{cm}} = 11377.78 \text{ cm}^3$$

Rigideces de las vigas del entrepiso 6 para los ejes A, B, C, D, 1, 2, 3 y 4.

$$I_v = \frac{35 * 75^3}{12} = 1,230,468.75 \text{ cm}^4 \qquad K_v = \frac{1,230,468.75 \text{ cm}^4}{700\text{cm}} = 1757.81 \text{ cm}^3$$

Rigideces de las columnas del entrepiso 7 para los ejes A, B, C, D, 1, 2, 3 y 4.

$$I_c = \frac{70 * 70^3}{12} = 2,000,833.33 \text{ cm}^4 \qquad K_c = \frac{2,000,833.33 \text{ cm}^4}{300\text{cm}} = 6669.44 \text{ cm}^3$$

Rigideces de las vigas del entrepiso 7 para los ejes A, B, C, D, 1, 2, 3, y 4

$$I_v = \frac{35 * 75^3}{12} = 1,230,468.75 \text{ cm}^4 \qquad K_v = \frac{1,230,468.75\text{cm}^4}{700\text{cm}} = 1757.81 \text{ cm}^3$$

Aplicando la ecuación 3.5, para la rigidez de entrepiso de los marcos de distintos ejes, se obtiene:

$$R = \frac{48E}{300 \left(\frac{4x300}{6669.44} + \frac{300 + 300}{1757.81} + \frac{300 + 300}{1757.81} \right)} = 0.18E$$

La excentricidad de diseño se determina con las siguientes ecuaciones como lo especifica el RCDF 2004.

$$e = 1.5 es + 0.1b \qquad 3.10$$

$$e = es \pm 0.1b \qquad 3.11$$

Como en las direcciones X y Y tienen las mismas dimensiones, la excentricidad en ambos casos será de cero y se toma la ecuación 3.11.

$$ex = 0 \\ ey = 0$$

Sustituyendo la ecuación 3.11 para determinar la excentricidad en las direcciones X y Y.

$$\text{Dirección en X: } ex = 0 \pm 0.1x21 = \pm 2.1m \\ \text{Dirección en Y: } ey = 0 \pm 0.1x21 = \pm 2.1m$$

Por la tanto la excentricidad en ambas direcciones será de 2.1m.

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

Las fuerzas cortantes sísmicas de los entresijos 7-8 del edificio, son las que se calcularon en la tabla 3.5.

$$V_x = 341.77 \text{ ton}$$

$$V_y = 341.77 \text{ ton}$$

La fuerza cortante que resulta en cada marco, será la suma de una fracción del cortante de entresijo proporcional a su rigidez (cortante directo). El cortante directo se obtiene con las siguientes ecuaciones:

Cortante directo para el eje X.

$$V_{ix} = \frac{V_x}{\Sigma R_{ix}} * R_{ix} \quad 3.12$$

Sustituyendo la ecuación 3.12.

$$V_{ix} = \frac{341.77}{0.72} * 0.18 = 85.44 \text{ ton}$$

Cortante directo para el eje Y.

$$V_{iy} = \frac{V_x}{\Sigma R_{iy}} * R_{iy} \quad 3.13$$

Sustituyendo la ecuación 3.13.

$$V_{iy} = \frac{341.77}{0.72} * 0.18 = 85.44 \text{ ton}$$

En las tablas 3.7 y 3.8, se muestran los resultados obtenidos para las rigideces y cortantes de cada uno de los ejes de los marcos convencionales en las direcciones X y Y para el entresijo 7-8.

Tabla 3.7 Rigideces y cortantes para el marco convencional en la dirección X.

<i>Eje</i>	<i>R_{ix}</i>	<i>Y_i</i>	<i>R_{ix}Y_i</i>	<i>Cortante directo (ton)</i>
1	0.18	21	3.78	85.44
2	0.18	14	2.52	85.44
3	0.18	7	1.26	85.44
4	0.18	0	0	85.44
Σ	0.72		7.56	341.76

Tabla 3.8 Rigideces y cortantes para el marco convencional en la dirección Y.

Eje	R_{iy}	X_i	$R_{iy}X$	Cortante directo (ton)
A	0.18	0	0	85.44
B	0.18	7	1.26	85.44
C	0.18	14	2.52	85.44
D	0.18	21	3.78	85.44
Σ	0.72		7.56	341.76

Una vez que se obtienen las rigideces y cortantes se puede determinar la distorsión del entrepiso 7 para el marco del eje 1 y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{QV_{iTOTAL}}{R_i E h} \quad 3.14$$

Sustituyendo la ecuación 3.14 la distorsión vale:

$$\frac{3 \times 85.44}{0.18 \times 221.36 \times 300} = 0.021$$

De acuerdo con el capítulo 1.8 (revisión de desplazamientos laterales, RCDF 2004), el diseño no pasa porque considera como desplazamiento límite 0.012. En este trabajo se toma el dimensionamiento de los elementos estructurales propuestos en la tabla 3.4, para introducirlos al programa ECOgcW (Corona 2004) y dejar que este programa ejecute las iteraciones necesarias para obtener las dimensiones finales que se presentan en la tabla 3.11.

Nota: “E” es el módulo de elasticidad y se toma de 221.36 ton/cm²

3.2 Cálculo de cuantías de acero mínimas y máximas.

Para el cálculo de cuantías mínimas y máximas se toma una columna y viga del primer piso del edificio de 11 niveles con las dimensiones propuestas de la tabla 3.4. Esto es solo para conocer si las cuantías que se obtienen pasan por el RCDF 2004, para esto se necesitan los datos de las secciones así como sus cargas y momentos flexionantes de diseño que se presentan en la secciones 3.2.1, y 3.2.2.

3.2.1 Cuantía de acero de la columna.

Datos de la columna:

$$f'c \text{ (Resistencia a la compresión del concreto)} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy \text{ (Fluencia del acero)} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ux} \text{ (Momento flexionante último en dirección X)} = 65.02 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} \text{ (Momento flexionante último en dirección Y)} = 156.37 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$V_{ux} \text{ (Cortante último en dirección X)} = 49.27 \text{ T}$$

$$V_{uy} \text{ (Cortante último en dirección Y)} = 19.33 \text{ T}$$

$$P_u \text{ (Carga axial última)} = 310.65 \text{ T}$$

$$F_R \text{ (Factor de reducción de resistencia)} = 0.7$$

$$h \text{ (Altura de la sección)} = 85 \text{ cm}$$

$$b \text{ (Base de la sección)} = 85 \text{ cm}$$

La cuantía mínima y máxima será de 0.01 y 0.04 respectivamente para marcos dúctiles (RCDF 2004).

Primero se calculan los esfuerzos reducidos.

$$fc^* = 0.8 * f'c \tag{3.15}$$

Sustituyendo la ecuación 3.15 los esfuerzos reducidos valen:

$$fc^* = 0.8 * 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Como 200 kg/cm^2 es menor que 280 kg/cm^2 se tomará una β de 0.85 de acuerdo a las NTC de concreto sección 2.

$$fc'' = 0.85 * fc^* \tag{3.16}$$

Sustituyendo la ecuación 3.16 se tiene el siguiente fc'' :

$$fc'' = 0.85 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Lo siguiente es determinar la relación d/b .

$$\frac{d}{b} \tag{3.17}$$

Donde d es el Peralte efectivo de la sección quitándole 5 cm de recubrimiento y b es la altura de la sección.

Sustituyendo la ecuación 3.17 la relación d/b es:

$$\frac{80}{85} = 0.94$$

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

Lo siguiente es calcular R_x , R_y y K , estas ecuaciones se toman de los diagramas de interacción de columnas, (Meli y Rodríguez 1969).

Para R_x .

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R * b^2 * h * f_c''} \quad 3.18$$

Sustituyendo la ecuación 3.18 se tiene para R_x :

$$R_x = \frac{65.02 * 10^5}{0.7 * 85^2 * 85 * 170} = 0.08$$

Ahora se calcula para R_y .

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R * b * h^2 * f_c''} \quad 3.19$$

Sustituyendo la ecuación 3.19 se tienen para R_y :

$$R_y = \frac{156.37 * 10^5}{0.7 * 85 * 85^2 * 170} = 0.21$$

Se divide la ecuación 3.18 entre la 3.19 para obtener su coordenada y entrar con ella en la gráfica de interacción de columnas.

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.08}{0.21} = 0.38$$

Por lo tanto se toma un valor en la gráfica de 0.5 para R_x/R_y .

Ahora se necesita obtener el valor de la coordenada K y se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f_c''} \quad 3.20$$

Sustituyendo la ecuación 3.20 el valor de K es:

$$K = \frac{310.65 * 10^3}{0.7 * 85 * 85 * 170} = 0.36$$

Entonces las coordenadas son las siguientes:

$$K = 0.36, R_y = 0.21.$$

Tomando del diagrama de interacción, se obtiene la siguiente q .

Tabla 3.9 q obtenida del diagrama de interacción para columnas.

$\frac{R_x}{R_y}$	$\frac{d}{b}$	q obtenida
0.5	0.9	1.2

Tomando del diagrama de interacción, se obtiene la siguiente q .

Tabla 3.10 q obtenida del diagrama de interacción para columnas.

$\frac{R_x}{R_y}$	$\frac{d}{b}$	q obtenida
0.5	0.95	1.02

Para obtener la q que se necesita, se deben interpolar las q obtenidas de las tablas 3.9 y 3.10 con sus respectivos valores d/b de la siguiente manera.

$$y = \left[\frac{(x - x_1) - (y_2 - y_1)}{x_2 - x_1} \right] + y_1 \quad 3.21$$

De la tabla 3.9 $x_1 = 0.9$, tabla 3.10 $x_2 = 0.95$ y $x = 0.94$, esta última literal se obtuvo de la ecuación 3.17. De la tabla 3.9 $y_1 = 1.2$, tabla 3.10 $y_2 = 1.02$ y y es el valor que se quiere obtener para la q necesaria.

Sustituyendo la ecuación 3.21, se tiene la siguiente q .

$$y = \left[\frac{(0.94 - 0.9) - (1.02 - 1.2)}{0.95 - 0.9} \right] + 1.2 = 1.05$$

A partir de la nueva q , se puede obtener la cuantía de acero para la columna con la siguiente ecuación:

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} \quad 3.22$$

Sustituyendo la ecuación 3.22 se obtiene ρ .

$$\rho = 1.05 * \frac{170 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.04$$

Se determina el área de acero para la sección con la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho * b * h \quad 3.23$$

Sustituyendo la ecuación 3.23 arroja la siguiente área de acero.

$$A_s = 0.04 * 85 * 85 = 289 \text{ cm}^2$$

Entonces se proponen 26 varillas del número 12, cubriendo un área de 296.4 cm² en toda la sección. Esto se hace como ejemplo, el dimensionamiento que se tome es el que realice el programa ECOgcW (Corona 2004) realizando las iteraciones necesarias hasta encontrar las cuantías adecuadas para el diseño de la estructura.

3.2.2 Cuantía de acero de la viga.

Datos de la viga:

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u (+) = 88.38 \text{ T} * \text{m}$$

$$V_u = 29.48 \text{ T}$$

$$F_R = 0.9$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

Primero se calculan los esfuerzos reducidos.

$$fc^* = 0.8 * f'c \quad 3.24$$

Sustituyendo la ecuación 3.24 los esfuerzos reducidos valen:

$$fc^* = 0.8 * 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Como 200 kg/cm² es menor que 280 kg/cm² se toma una β de 0.85.

$$fc'' = 0.85 * fc^* \quad 3.25$$

Sustituyendo la ecuación 3.25 fc'' vale:

$$fc'' = 0.85 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación con la ecuación del momento resistente se despejan los valores de q .

$$M_R = F_R * b * d^2 * fc'' * q(1 - 0.5q) \quad 3.26$$

Sustituyendo la ecuación 3.26.

$$88.38 * 10^5 = 0.9 * 35 * 70^2 * 170 * q(1 - 0.5q)$$

Se obtienen las siguientes q :

$$q_1 = 1.57 \text{ y } q_2 = 0.42$$

Por lo tanto se toma el valor de q_2 por ser el que arrojó el menor valor y así obtener la cuantía de acero necesaria con la siguiente ecuación:

$$\rho_{necesaria} = q \frac{f_c''}{f_y} \quad 3.27$$

Sustituyendo la ecuación 3.27 se tienen la siguiente ρ .

$$\rho_{necesaria} = 0.42 \frac{170 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.01$$

La cuantía mínima se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_{mínima} = 0.7 * \sqrt{\frac{f_c''}{f_y}} \quad 3.28$$

Sustituyendo la ecuación 3.28 la cuantía mínima vale:

$$\rho_{mínima} = 0.7 * \sqrt{\frac{170 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}} = 0.0021$$

La cuantía máxima se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho_{máxima} = 0.025 \quad 3.29$$

Por lo tanto la cuantía calculada está dentro del límite y lo siguiente es determinar el área de acero.

$$A_s = \rho * b * h \quad 3.30$$

Sustituyendo la ecuación 3.30 el área de acero es:

$$A_s = 0.1 * 35 * 70 = 24.5 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para el lecho inferior se proponen 5 varillas de numero 8, cubriendo un área de 25.35 cm².

Se calcula la cuantía real con el área del acero propuesto.

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b * h} \quad 3.31$$

Sustituyendo la ecuación 3.31 la cuantía real vale:

$$\rho_{real} = \frac{25.35 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 70 \text{ cm}} = 0.01$$

Con la nueva cuantía real se obtiene la q real para poder determinar si el momento resistente es mayor que el de diseño.

$$q_{real} = \rho_{real} * \frac{f_y}{f_c''} \quad 3.32$$

Sustituyendo la ecuación 3.32 se obtiene la siguiente q real.

$$q_{real} = 0.01 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{170 \text{ kg/cm}^2} = 0.24$$

Por último se calcula el momento resistente.

$$M_R (+) = F_R * b * d^2 * f_c'' * q(1 - 0.5q) \quad 3.33$$

Sustituyendo la ecuación 3.33 el momento resistente vale

$$M_R (+) = 0.9 * 35 * 70^2 * 170 * 0.24(1 - 0.5 * 0.24) = 55.41 \text{ T} * \text{m}$$

Por lo tanto el momento resistente es menor que el momento de diseño concluyendo que no pasa. Esto se hace como ejemplo, el dimensionamiento real que se toma es el que realice el programa ECOgcW (Corona 2004), el cual hace las iteraciones necesarias hasta que cumpla con los requisitos de las normas especificadas.

3.2.3 Dimensionamiento final del sistema convencional mediante el programa ECOgcW (Corona 2004).

Para obtener el dimensionamiento final de los elementos estructurales se realiza el siguiente procedimiento mediante el uso del programa ECOgcW (Corona 2004).

Primero se determina al inicio del programa la opción de nuevo edificio donde se abre una ventana llamada retícula 3d que contiene los datos generales que va a llevar el edificio, como se muestra en la figura 3.5. Lo primero que se hace en la ventana es asignar el número de niveles que conforman el edificio, después en los ejes X y Y se coloca el número de crujías que tendrá el edificio. Lo siguiente es asignar la altura de cada uno de los niveles respectivamente y para finalizar se introducen sus respectivos anchos de crujía en los ejes X y Y. Así como se determina la opción de generales y se abre una ventana de opciones, lo mismo se hace para las secciones transversales, la asignación de cargas, la combinación de las mismas y el tipo de análisis sísmico.

Capítulo 3. Diseño de marcos de concreto reforzado (C.R.)

El siguiente paso es definir las secciones transversales, en este caso se asignan las dimensiones propuestas en la tabla 3.4. Para esto se debe considerar que las columnas se diseñan bajo el criterio de flexocompresión y las vigas a flexión, se introduce el módulo de elasticidad del concreto de $2,213,594 \text{ Kg/cm}^2$ con un recubrimiento de 5cm y se toman como marcos dúctiles. Para finalizar esta parte se definen los nudos de la base dando como opción de empotramiento para restringir sus grados de libertad.

Una vez que está bien definida la configuración de la estructura el siguiente paso es asignar las cargas actuantes (muerta, viva y viva instantánea) en la losa de cada uno de los niveles, dichas cargas son tomadas de la sección 3.1.2. Después se realiza una combinación para cargas tomando carga muerta y carga viva instantánea, se selecciona el análisis sísmico y se toma como opción el método estático. Para la revisión del análisis sísmico se elige el RCDF (2004) y se indica la zona donde está desplantado el edificio la cual es: zona IIIb. Una vez que la estructura tiene los datos necesarios, se corre el programa y se revisa tanto por desplazamientos como por cuantías de acero de los elementos estructurales. La primera vez que se corrió el programa con el dimensionamiento propuesto, se observó que no paso por desplazamientos ni por cuantías. Lo cual fue necesario aumentar el peralte y el ancho de las secciones transversales hasta que el edificio cumpliera con las normas correspondientes. Se hicieron 7 iteraciones para poder llegar al dimensionamiento final de los elementos estructurales, como se muestra en la tabla 3.11, y también se observa en la figura 3.6, como queda terminado el edificio una vez que se han llenado cada una de las opciones mencionadas en la sección 3.2.3.

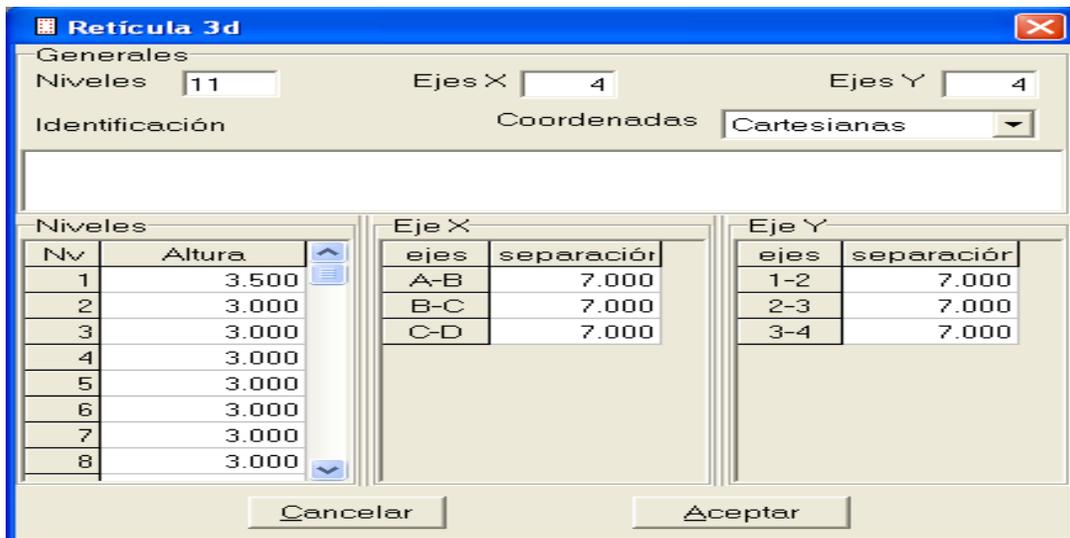


Figura 3.5 Opciones que contiene el programa ECOgcW (Corona 2004), para el análisis y diseño del edificio de concreto.

Tabla 3.11 Dimensionamiento final de los elementos estructurales mediante el programa ECOgcW (Corona 2004).

<i>Nivel</i>	<i>Columnas (m)</i>	<i>Vigas (m)</i>
1-3	0.85x0.85	0.45x0.85
4-6	0.80x0.80	0.45x0.85
7	0.75x0.75	0.45x0.85
8-9	0.75x0.75	0.35x0.70
10	0.65x0.65	0.30x0.60
11	0.60x0.60	0.30x0.60

Para los edificios de 10 y 6 niveles, se trabajaron de la misma manera con el programa ECOgcW para obtener los dimensionamientos finales que se muestran en las tablas 3.12 y 3.13 respectivamente. El edificio de 10 niveles tiene una altura en el primer nivel de 4 metros, del nivel 2 al 10 miden 3 metros de altura respectivamente y tiene 3 crujías con un ancho de 6 metros cada una. El edificio de 6 niveles, la altura del primer nivel mide 3.5 metros y los demás 3 metros, está conformado por 4 crujías con un ancho de 5.5 metros cada una. Estas dos estructuraciones (10 y 6 niveles) son simétricas en su base como el edificio de 11 niveles.

Tabla 3.12 Dimensionamiento final de los elementos estructurales para el edificio de 10 niveles.

<i>Nivel</i>	<i>Columnas (m)</i>	<i>Vigas (m)</i>
1-3	0.75x0.75	0.35x0.65
4-6	0.65x0.65	0.35x0.60
7-10	0.55x0.55	0.30x0.50

Tabla 3.13 Dimensionamiento final de los elementos estructurales para el edificio de 6 niveles.

<i>Nivel</i>	<i>Columnas (m)</i>	<i>Vigas (m)</i>
1-3	0.45x0.45	0.35x0.40
4-6	0.35x0.35	0.30x0.35

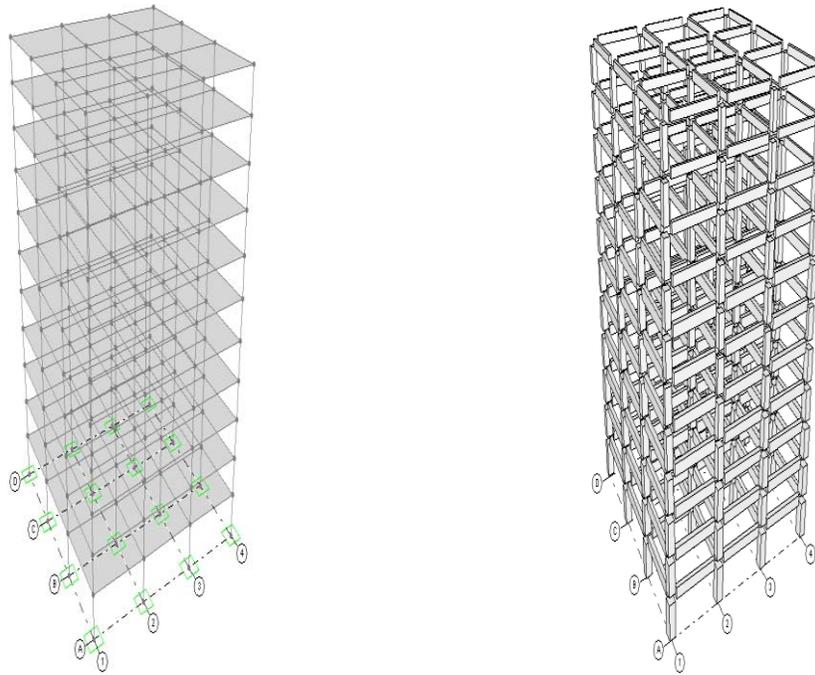


Figura 3.6 Edificio modelado mediante el programa ECOgcW (Corona 2004).

Por último el programa imprime un archivo de resultados que a continuación se describe lo que contiene dicha información.

Datos generales. Indica el número de nudos de la estructura, los apoyos de la base que en este caso están empotrados, las secciones transversales, los miembros (número total de elementos estructurales en el sistema), las trabes y columnas (número total de trabes y columnas en la estructura respectivamente), los paneles (muros) que para este trabajo de tesis no se tomaron en cuenta, los tableros (son las partes en que está dividida la losa), el diafragma (las losas de cada uno de los niveles) y por último el factor de zona rígida que es determinado por el programa.

Niveles. Muestra el número de niveles y la altura de cada nivel respectivamente.

Nudos. Indica donde están ubicados cada uno de los nudos que conforman a la estructura.

Apoyos. Indica en que ejes están ubicados, y cuantos grados de libertad tienen restringidos.

Ejes. Da la información completa de los ejes, para que así sea más sencillo encontrar la ubicación de los nudos.

Secciones transversales. Contiene las características de los elementos estructurales vigas y columnas como son el módulo de elasticidad E , el peralte y ancho de la sección y bajo qué criterio se diseña (flexión y flexocompresión).

Miembros. Indica el número total de los elementos estructurales vigas y columnas que conforman a la estructura, así como su longitud de cada uno respectivamente.

Diafragmas. Es el área total de cada una de las losas, su centro geométrico y su centro de masas respectivamente.

Análisis sísmico. Especifica bajo que reglamento se está revisando (RCDF 2004), el tipo de análisis sísmico (estático), muestra el periodo de la estructura tanto en la dirección en X como en Y y el grupo al que pertenece la estructura (B).

Combinaciones. Son las combinaciones para las cargas de la estructura, en este caso se tomó la carga muerta más la carga viva instantánea.

Estimación de rigideces de entrepiso. Es la rigidez de cada entrepiso para la dirección en X y Y .

Envolvente de los elementos mecánicos. Indica la fuerza axial, el cortante, y el momento de flexión que actúan en cada uno de los elementos estructurales.

Desplazamientos relativos. Es el desplazamiento relativo de las columnas de cada entrepiso y de aquí se determina si dichos desplazamientos son admisibles.

Diseño a flexión y flexocompresión. Es el área de acero y separación de estribos que necesitan los elementos estructurales.

En la figura 3.7 se puede observar el diagrama de flujo para el uso del programa ECOgcW, indicando el seguimiento que se debe de hacer para el análisis y diseño del edificio de concreto reforzado. Cada procedimiento tiene una sección que fue de donde se obtuvieron los datos necesarios para poder correr el programa.

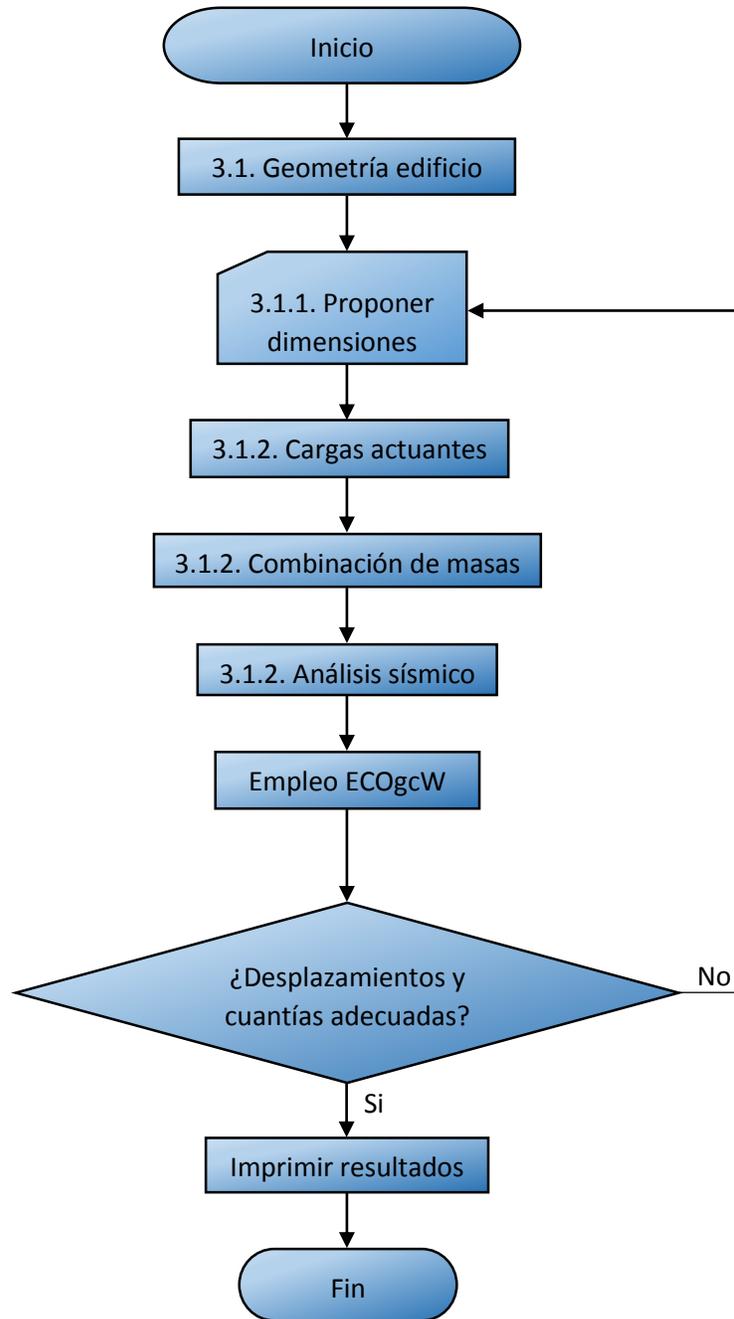


Figura 3.7 Diagrama de flujo para el uso del programa ECOgcW (Corona 2004).

CAPÍTULO 4

MODELADO Y RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS EMPLEADOS

El programa DRAIN 2D (G.H. Powell and A. E. Kanaan, 1973) tiene como objetivo determinar la respuesta dinámica de estructuras bidimensionales inelásticas, que resultan de los movimientos de la base debido a sismos.

Para realizar el modelado del edificio de 11 niveles se toman 2 marcos, después se coloca uno atrás del otro como se muestra en la figura 4.1. Existe otra forma de modelar y es unir los dos marcos por vigas biarticuladas con alta rigidez y armado mínimo para cumplir con dicha rigidez. En este trabajo se eligió la primera opción de modelado, debido a que se evita el cálculo del armado y rigidez de las vigas biarticuladas, aunque para las dos formas de modelar la estructura se obtiene resultados semejantes. La finalidad de modelar con estas formas es la de representar la estructura en 3D. Lo que sigue es introducir un archivo de datos de entrada llamado ARCHIVO DE PROPIEDADES NOMINALES.DAT con ayuda del editor de texto como se puede ver en la tabla 4.1. Después se empieza a llenar cada uno de los requisitos que se piden de acuerdo al manual del programa DRAIN 2D (Powell and Kanaan, 1973), para así poder correr el archivo con el ejecutable DRAIN-II-MP-MM-ISE y obtener los resultados necesarios de la respuesta sísmica. El procedimiento de cómo se fue realizando paso a paso el archivo de entrada se explica en la sección 4.1.

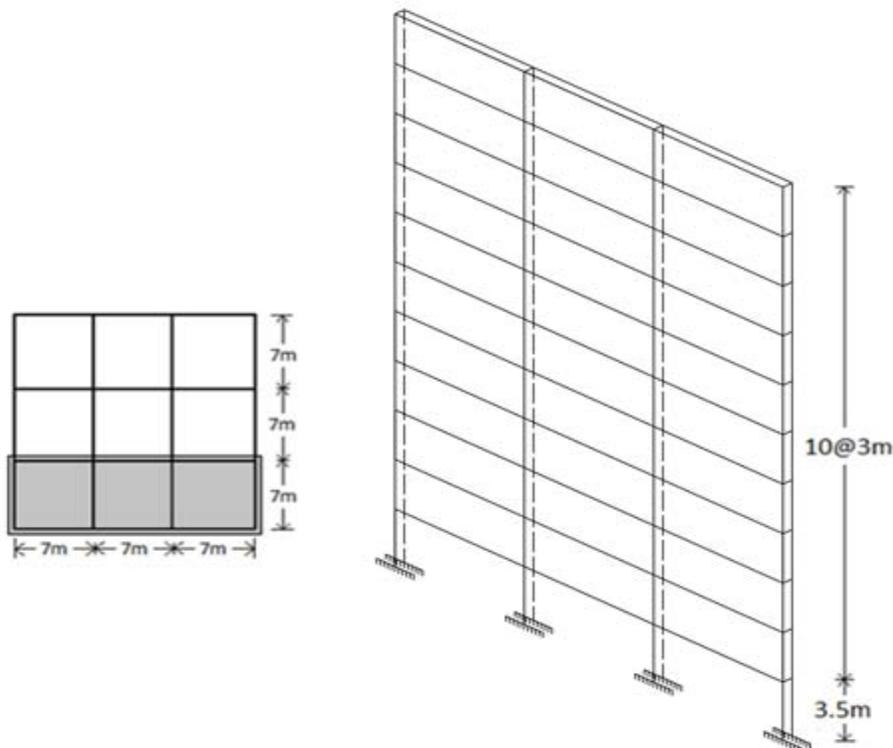


Figura 4.1 Planta y elevación donde se toman los 2 marcos de C.R. para su estudio.

4.1 Procedimiento paso a paso para el archivo de entrada del programa DRAIN 2D.

En esta sección se explica cómo se fue llenando el archivo de entrada, cumpliendo con los siguientes requisitos. En la tabla 4.1, se muestra el archivo de entrada y con letras mayúsculas se indica al final de cada línea las secciones que se llenaron de acuerdo al manual del programa.

A. Inicio y título del programa.

En la primera columna, se introduce la palabra START. En la segunda columna, se escribe la palabra STOP y en la última columna, se coloca el nombre que va a llevar el archivo en este caso es: ARCHIVO DE PROPIEDADES NOMINALES, aquí se define dónde comienza y termina el programa.

B. Información geométrica de la estructura.

En la primera columna, se introduce el número de nudos de la estructura (96). En la segunda columna; el número de coordenadas de los nudos control (96). En la tercera columna, el número de generación lineal de nudos (0). En la cuarta columna, el número de nudos con desplazamiento cero (2) para esto se toman los nudos extremos de la base del marco. En la quinta columna, el número de nudos con desplazamientos idénticos (11) para la dirección en X. En la sexta columna, el número de masas concentradas en los nudos (11), aquí las masas son las mismas que los desplazamientos idénticos. En la séptima columna, se introduce el número de diferentes grupos de elementos de la estructura (4) trabes y columnas. En la octava columna, el código para verificar los datos (0). En la novena columna; el almacenamiento de rigidez (0) y en la última columna se introduce la longitud del COMMON (0).

B2. Coordenadas de los nudos de control.

En esta sección se comprende de las coordenadas X y Y, donde se va colocando en cada columna cada uno de los nudos que dan forma al marco estructural en estudio.

En la primera columna, se introduce el número del nudo (1). En la segunda columna, se coloca la coordenada del nudo en dirección X (.000) y en la última columna, la coordenada en dirección Y (.000).

En la sección B2 se explica cómo se van definiendo las coordenadas de los nudos y se introduce como ejemplo los nudos de la base del marco (1,2,3,4) ver tabla 4.1, así como el nudo del primer nivel del marco (5), después; únicamente se van colocando las primeras coordenadas donde empiezan los nudos para cada nivel hasta llegar al último nudo que define al primer marco estructural, (9, 13, 17, 21, 25, 41 y 48). Esta numeración se tiene en la figura 3.2. De la misma manera se hizo para el segundo marco en estudio, el cual empieza en la coordenada del nudo (49), hasta llegar a la última coordenada (96).

B3. Comandos para la generación lineal de coordenadas de nudos.

En esta línea para la generación lineal de las coordenadas de nudos no se toma en cuenta, debido a que en la sección B de la tabla 4.1, columna tres se definió como cero, por lo tanto esta sección es opcional colocar este comando.

B4. Comandos para nudos con desplazamiento igual a cero.

En esta sección se definen los nudos que pueden tener restringidos sus tres grados de libertad, es decir; que estén empotrados al terreno considerando en la primer columna, el número del nudo con desplazamiento cero (1). En la segunda columna, el código para el desplazamiento en X (1). En la tercera columna, el código para desplazamiento en Y (1). En la cuarta columna, el código para giro (1). En la quinta columna, el número del último nudo en la serie (4) y en la sexta columna, se introduce la diferencia del número del nudo entre dos números sucesivos en la serie (1). El mismo procedimiento se realiza para el segundo marco, cambiando la primera columna a (49) siendo el primer nudo donde empieza dicho marco y la quinta columna (52) que es el último nudo en la serie.

B5. Comandos para nudos con desplazamientos idénticos.

En la primera columna, se introduce el código para el desplazamiento en X (1). En la segunda columna, el número de la primera serie de nudos, es decir; cada nivel del marco está comprendido por cuatro nudos (8), esto es porque se están tomando los nudos del segundo marco. En las columnas tercera, cuarta, quinta y sexta se colocan los cuatro nudos que conforman el primer nivel del marco respectivamente (5, 6, 7 y 8) y en las columnas siete, ocho, nueve y diez se realiza lo mismo para el segundo marco (53, 54, 55 y 56). De la misma manera se hace para cada uno de los niveles de los dos marcos en estudio.

B6. Comando de masas concentradas en lo nudos.

En la primera columna, se introduce el número de nudo donde se asigna la masa concentrada (5). En la segunda columna, la masa asociada al desplazamiento en X (284.882). En la tercera columna, la masa asociada al desplazamiento en Y (.000). En la cuarta columna, la inercia rotacional (.000). En la quinta columna, el último nudo en la serie (0). En la sexta columna, la diferencia del nudo entre nudos sucesivos de la serie (0) y en la última columna, el factor mediante el cual se dividen las masas (1.000). A continuación se explica con un ejemplo como se obtuvieron las masas concentradas del marco estructural.

Cálculo de las masas concentradas. Primero se calcula el peso total de la losa considerando la carga muerta y carga viva instantánea mostrada en la sección 3.1.2, el peso de la trabe, la mitad del peso la columna y se suman para obtener el peso total de cada nivel respectivamente y así obtener la masa concentrada.

$$m = \frac{W}{g} \quad 4.1$$

Donde m es la masa concentrada $\left(\frac{kg*s^2}{cm}\right)$, W es el peso en kg., y g es la aceleración de la gravedad en cm/s^2 .

C. Información de carga.

C1. Información del control de carga.

En la primera columna, se introduce el código de carga estática (1). En la segunda columna, el número de comandos para especificar cargas estáticas aplicadas directamente a los nodos (88), esto es porque no se toman los nudos de la base de los marcos. En la tercera columna, el número de pasos de integración que deben ser considerados en el análisis dinámico (4090), dichos pasos son los que dan forma al acelerograma. En la cuarta columna, el tamaño de pasos de integración (.040), este varía dependiendo el acelerograma que se use. En la quinta columna, el factor de amplificación que debe aplicarse a las aceleraciones del suelo especificadas para la dirección X (1.000). En la sexta columna; el factor de amplificación que debe aplicarse a la escala del tiempo del registro de aceleración especificado para la dirección X (1.000). En la séptima columna, el factor de amplificación para las aceleraciones del suelo en la dirección Y (.000). En la octava columna, el factor de amplificación para la escala del tiempo en Y (.000) y en la última columna, el valor absoluto del máximo desplazamiento permitido antes que se pueda interpretar que la estructura colapse (10000.000).

C2. Comandos para cargas estáticas aplicadas directamente en los nodos.

En la primera columna, se introduce el número del nudo o el número del primer nudo en una serie de nudos comprendidos por el marco (5). En la segunda columna, la carga en la dirección X (.00). En la tercera columna, la carga en la dirección Y (-7355.35), (en seguida se explica el cálculo para obtener la carga estática en la dirección Y). En la cuarta columna se introduce el momento (.00). En la quinta columna, el número del último nudo en la serie del marco (0) y en la última columna, la diferencia del número del nudo entre nudos sucesivos en la serie (0). Lo mismo se reproduce para el segundo marco estructural que comienza en el nudo (53).

Cálculo de la carga estática aplicada directamente a los nudos. Por medio de áreas tributarias se baja la carga directamente a las vigas, considerando carga muerta y carga viva instantánea tomadas de la sección 3.1.2, se suma el peso total junto con el peso propio de la viga y se obtienen los cortantes que están aplicados en los nudos extremos de la viga con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{WL}{2} \quad 4.2$$

Donde V es el cortante en kg., L es la longitud de la trabe en cm., y 2 es una constante.

C3. Registros de aceleración.

En la primera columna, se introduce el número de pares de tiempo-aceleración que definen el movimiento del terreno en la dirección X (4090). En la segunda columna, el número de pares de

tiempo-aceleración del movimiento del terreno en la dirección Y (0). En la tercera columna, el código para imprimir en el archivo de salida las aceleraciones de entrada (0). En la cuarta columna, el código para la impresión en el archivo de salida de la aceleración interpolada en intervalos ΔT (0) y en la última columna, el título para identificar el registro del sismo SCTD.DAT. Como se mencionó en la sección 3 se emplearon 3 sismos para este trabajo cuyas gráficas se presentan en la figura 4.6.

C4. Información para el amortiguamiento.

En la primera columna, se introduce el factor de amortiguamiento proporcional a la masa α (.9370616). En la segunda columna, el factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez β para la rigidez tangente en un determinado instante (.0000000). En la tercera columna, el factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez β_0 , para la rigidez elástica original (.0021489) y en la última columna, se introduce el amortiguamiento "Estructural" (.0000000).

D1. Información de control.

En la primera columna, se introduce el intervalo de tiempo para la salida tiempo-historia del desplazamiento nodal expresado como un múltiplo del paso de integración ΔT (1). En la segunda columna, el intervalo del tiempo para la salida tiempo-historia de los resultados del elemento expresado como un múltiplo de paso de integración ΔT (0). En la tercera columna, los intervalos de tiempo para la salida de valores envolventes intermedios expresada como un múltiplo de paso de integración ΔT (0). En la cuarta columna, el número de nudos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento en la dirección X (0). En la quinta columna, el número de nudos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento en la dirección Y (0). En la sexta columna, el número de nudos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo de la rotación (0). En la séptima columna, el número de pares de nudos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento relativo en la dirección X (11). En la octava columna, el número de pares de nudos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento relativo, en la dirección Y (0). En la novena columna, el código de salida para historias en el tiempo del desplazamiento nodal (0). En la décima columna, se introduce el código de salidas para historias en el tiempo del desplazamiento nodal relativo (1). En la décima primera columna, el código de salida para historias en el tiempo de resultados de los elementos (0). En la décima segunda columna, el código de almacenamiento en un archivo secundario temporal para grabar los resultados tiempo-historia reordenadas de los desplazamientos nodales y relativos (0) y en la última columna; se introduce el código de almacenamiento en un archivo temporal para grabar los resultados tiempo-historia reordenadas de los elementos (0).

E2. Elemento viga-columna (ejemplo para la columna).

Para este caso se toma la opción viga-columna porque existe una conexión rígida en estos elementos y considera las deformaciones que sufren por flexión, así mismo la fluencia que se produce. El programa DRAIN 2D considera al elemento viga columna, como elemento siete.

E2 (a). Información del control para el grupo.

En la primera columna, se introduce el grupo del elemento que en este caso es viga-columna (7). En la segunda columna, el número de elementos en el grupo (44). En la tercera columna, el número de diferentes tipos de rigideces del elemento (44). En la cuarta columna, el número de diferentes tipos de excentricidades en los extremos (44). En la quinta columna, el número de diferentes superficies de interacción de fluencia para las secciones transversales (44). En la sexta columna, el número de diferentes patrones de fuerzas de fijación en los extremos (0). En la séptima columna, el número de diferentes patrones de fuerzas iniciales en el elemento (0).

E2 (b) Tipo de rigidez.

En la primera columna, se introduce el tipo de rigidez (1). En la segunda columna, se introduce el módulo de elasticidad “E” multiplicado por el momento de inercia de la sección “I” y se obtiene con las siguientes ecuaciones:

Para el momento de inercia:

$$I = \frac{bxh^3}{12} \quad 4.3$$

Una vez que se obtiene el momento de inercia “I”, se multiplica por el módulo de elasticidad “E”, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$E * I \quad 4.4$$

Después de haber realizado la ecuación 4.4, se llega al siguiente resultado para la rigidez por flexión del elemento estructural, (.9629E+12). En la tercera columna; se introduce el módulo de elasticidad “E”, multiplicado por el área de la sección transversal “A” usando la siguiente ecuación:

Área de la sección transversal:

$$A = \frac{bxh}{1.2} \quad 4.5$$

Una vez obtenida el área de la sección transversal “A” se multiplica por el módulo de elasticidad “E”, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$E * A \quad 4.6$$

Después de haber realizado la ecuación 4.6, se llega al siguiente resultado para la rigidez axial del elemento estructural, (.1332E+10). En la cuarta columna; se introduce el área de corte efectivo con un módulo de Poisson (ν) de 0.2 multiplicado por el área de la sección transversal usando la siguiente ecuación:

$$G = \frac{E}{2(1 + 0.2)} * A \quad 4.7$$

Después de haber realizado la ecuación 4.7, se llega al siguiente resultado para la rigidez por corte efectivo del elemento estructural, (.555E+09). En la quinta columna se introduce el factor de rigidez flexional k_{ii} (4.00). En la sexta columna, el factor de rigidez flexional k_{jj} (4.00). En la séptima columna, el factor de rigidez flexional k_{ij} (2.00). Por último en la columna ocho y nueve, se introduce el módulo de endurecimiento por deformación como una proporción del módulo de elasticidad "E" (0.030000).

Este ejemplo se hizo para la primera columna del marco estructural, aunque este procedimiento se hace para todas las columnas que lo componen como se muestra en la tabla 4.1, en la sección E2 (b), además se introducen las columnas: (2, 3, 4, 5, 9, 13, 17, 21, 25, 41 y 44), y se calculan de la misma manera.

E2 (c). Excentricidad en los extremos.

En la primera columna, se introduce el número del tipo de excentricidad en los extremos en secuencia comenzando con (1). En la segunda columna, la excentricidad X_i del extremo "i" (.000), en la tercera columna; la excentricidad X_j del extremo "j" (.000). En la cuarta columna; la excentricidad Y_i del extremo "i" (.000) y en la última columna; se introduce la excentricidad Y_j del extremo "j" (-42.500). Todas las excentricidades se miden a partir del nudo la sección transversal del elemento, hasta su extremo de la misma sección, como se muestra la figura 4.2.

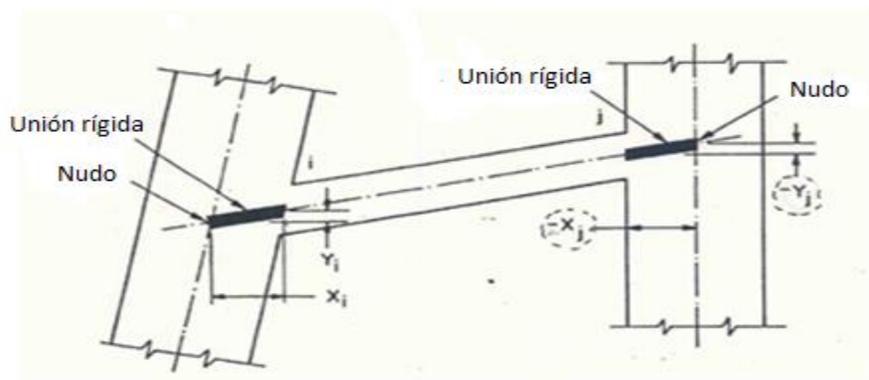


Figura 4.2 Excentricidad en los extremos.

De la misma manera que se determinó la excentricidad para el primer elemento del marco, se hace para cada uno de los elementos estructurales que lo conforman. En la sección E2 (c), se agregaron los elementos estructurales (2, 3, 4, 5, 9, 13, 17, 21, 25, 41 y 44), con el fin de que quede más claro el ejemplo.

E2 (d). Superficies de interacción de fluencia de la sección transversal.

En la primera columna, se introduce el número de fluencia en secuencia comenzando con (1). En la segunda columna, el momento de fluencia positivo (.326E+08). En la tercera columna, el momento de fluencia negativo (.326E+08). En la cuarta columna, el giro de fluencia positivo (.000). En la quinta columna, el giro de fluencia negativo (.000). En la sexta columna, el giro de falla positivo (.0203). En la séptima columna, el giro de falla negativo (.0203). En la octava columna, el coeficiente "C" (1.00). En la novena columna, se introduce el coeficiente "N" (.067) y en la última columna, se introduce el daño del modelo (3).

El momento de fluencia es aquel que ocasiona que el esfuerzo en la fibra extrema ya sea por tensión, compresión o ambas alcancen el esfuerzo de fluencia del acero. Se puede realizar mediante el bloque de esfuerzos y así suponer un eje neutro en la sección transversal del elemento para encontrar el esfuerzo y deformación máxima del acero y concreto respectivamente. Para más información (Vargas y González Alonso 2005).

E2 (e). Patrones de fuerza de fijación en los extremos. (Esta sección es únicamente para la generación de datos de la viga).

En la primera columna, se introduce el número del elemento viga (1). En la segunda columna, el código de sistema de ejes, se coloca cero indicando que las fuerzas están en el sistema local de coordenadas del elemento y se introduce uno si las fuerzas están aplicadas en el sistema de coordenadas global como se muestra en la figura 4.3, para este caso se toma (0). En la tercera columna, se introduce la fuerza P_i (.00E+00). En la cuarta columna, la fuerza el cortante V_i (.56E+04). En la quinta columna, el momento M_i (.66E+06). En la sexta columna; la fuerza P_j (.00E+00). En la séptima columna, el cortante V_j (.56E+04). En la octava columna, el momento M_j (-.66E+06) y en la última columna, se introduce el factor de reducción de la carga viva (.00E+00).

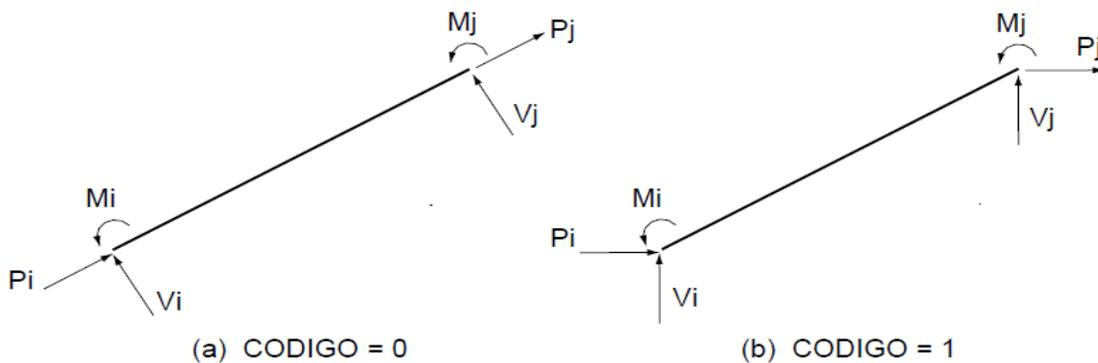


Figura 4.3 Fuerzas de fijación en los extremos de la viga.

E2 (g). Comandos para generación de elementos.

En la primera columna, se introduce el número de elemento (1). En la segunda columna, el número del nudo en el extremo "i" del elemento (1). En la tercera columna, el número del nudo en el extremo "j" (5). En la cuarta columna, el incremento del número de nudo para la generación del elemento (1). En la quinta columna, el número del tipo de rigidez (1). En la sexta columna, el número del tipo de excentricidad en los extremos (1). En la séptima columna, el número de superficie de fluencia en el extremo "i" del elemento (1). En la octava columna, el número de superficie de fluencia en el extremo "j" del elemento (1). En la novena columna, el código para incluir la rigidez geométrica (1). En la décima columna, el código de salida de la historia en el tiempo (0). En la décima primera columna, el número del patrón de fuerzas de fijación para las cargas muertas estáticas en el elemento (0). En la décima segunda columna, el número del patrón de fuerzas de fijación para las cargas vivas estáticas en el elemento (0). En la décima tercera columna, el factor de escala que debe ser aplicado en las fuerzas de fijación debido a cargas muertas estáticas (.00). En la décima cuarta columna, el factor de escala que debe ser aplicado en las fuerzas de fijación debido a cargas vivas estáticas (.00). En la décima quinta columna; el número de patrón de fuerzas iniciales (0) y en la última columna, se introduce el factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas iniciales del elemento (.00).

En la sección *E2 (g)* se explica cómo se debe llenar para un elemento estructural, de la misma manera se tiene que hacer para cada uno de los elementos como se muestra en la tabla 4.1, también se agregan los elementos (2, 3, 5, 10, 20, 30 y 44), con el fin de que sea más práctico entender cómo se va llenando para cada elemento.

Las secciones anteriores, *E2 (a)*, *E2 (b)*, *E2 (c)*, *E2 (d)*, y *E2 (g)*, se generan para el elemento estructural columna, el mismo procedimiento se realiza para la viga con la diferencia que se adiciona para este elemento la sección *E2 (e)*.

G. Línea de datos para finalizar el programa.

En la primera columna; se introduce la palabra STOP para finalizar el ingreso de los datos.

Se debe mencionar que el programa DRAIN 2D empleado para esta tesis es un programa modificado de la versión original, al cual se le agregaron datos que no vienen en el manual del programa. Por otra parte para el archivo de entrada del programa, únicamente se explica cómo se llena cada una de las secciones paso a paso para un marco estructural, el segundo marco ya no se agregó en la tabla 4.1, pero se realizó de la misma manera que el primero.

Tabla 4.1 Archivo de entrada para el programa Drain 2D.

```

START STOP ARCHIVO DE PROPIEDADES NOMINALES (A)
96 96 0 2 11 11 4 0 0 0 (B)
11 2 3 3 7 7 1 3
177181.250147900.970139089.180131340.150128213.460124624.110112324.330 85024.490
62033.100 43141.490 27788.300
350.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000
300.000 300.000 300.000
3350.000 2100.000
.483 .069 21.87 303769.60 59.09 .0000 23516.73 2566.75
1 .000 .000 (B2)
2 700.000 .000
3 1400.000 .000
4 2100.000 .000
5 .000 350.000
.
9 .000 650.000
.
13 .000 950.000
.
17 .000 1250.000
.
21 .000 1550.000
.
25 .000 1850.000
.
41 .000 3050.000
.
44 .000 3350.000
45 .000 3350.000
46 700.000 3350.000
47 1400.000 3350.000
48 2100.000 3350.000
49 .000 .000
.
53 .000 350.000
.
57 .000 650.000
.
61 .000 950.000
.
65 .000 1250.000
.
93 .000 3350.000
.
96 2100.000 3350.000
1 1 1 1 4 1 (B4)
49 1 1 1 52 1
1 8 5 6 7 8 53 54 55 56 (B5)
1 8 9 10 11 12 57 58 59 60
1 8 13 14 15 16 61 62 63 64
1 8 17 18 19 20 65 66 67 68
1 8 21 22 23 24 69 70 71 72

```

Capítulo 4. Modelado y respuesta sísmica de los marcos empleados

1	8	25	26	27	28	73	74	75	76										
1	8	29	30	31	32	77	78	79	80										
1	8	33	34	35	36	81	82	83	84										
1	8	37	38	39	40	85	86	87	88										
1	8	41	42	43	44	89	90	91	92										
1	8	45	46	47	48	93	94	95	96										
5	284.882	.000	.000	0	0	1.000													(B6)
9	277.812	.000	.000	0	0	1.000													
13	275.390	.000	.000	0	0	1.000													
17	275.390	.000	.000	0	0	1.000													
21	273.530	.000	.000	0	0	1.000													
25	271.254	.000	.000	0	0	1.000													
29	269.540	.000	.000	0	0	1.000													
33	260.824	.000	.000	0	0	1.000													
37	240.200	.000	.000	0	0	1.000													
41	222.858	.000	.000	0	0	1.000													
45	210.718	.000	.000	0	0	1.000													
1	88 4090	.040	1.000	1.000	.000	.000	.000	10000.000											(C1)
5	.00	-7355.35	.00	0	0														(C2)
6	.00	-11887.85	.00	0	0														
7	.00	-11887.85	.00	0	0														
8	.00	-7355.35	.00	0	0														
.																			
13	.00	-7355.35	.00	0	0														
.																			
17	.00	-7318.80	.00	0	0														
.																			
21	.00	-7318.80	.00	0	0														
.																			
25	.00	-7318.80	.00	0	0														
.																			
41	.00	-5718.14	.00	0	0														
.																			
44	.00	-5718.14	.00	0	0														
.																			
53	.00	-14710.70	.00	0	0														
54	.00	-23775.70	.00	0	0														
55	.00	-23775.70	.00	0	0														
56	.00	-14710.70	.00	0	0														
.																			
61	.00	-14710.70	.00	0	0														
.																			
65	.00	-14637.60	.00	0	0														
.																			
69	.00	-14637.60	.00	0	0														
.																			
73	.00	-14637.60	.00	0	0														
.																			
91	.00	-20215.78	.00	0	0														
.																			
93	.00	-11367.70	.00	0	0														
.																			
96	.00	-11367.70	.00	0	0														
4090	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	(C3)

Capítulo 4. Modelado y respuesta sísmica de los marcos empleados

```

.9370616 .0000000 .0021489 .0000000 (C4)
1 0 0 0 0 0 11 0 0 1 0 0 0 (D1)
5 1 9 5 13 9 17 13 21 17
25 21 29 25 33 29 37 33 41 37
45 41
7 44 44 44 44 0 0 E2 (a)
1 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000 E2 (b)
1 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
2 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
2 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
3 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
3 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
4 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
4 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
5 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
5 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
.
9 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
9 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
.
13 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
13 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
.
17 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
17 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
.
21 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
21 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
.
25 .5836E+12 .1037E+10 .432E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
25 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 75.0
.
41 .2390E+12 .6640E+09 .276E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
41 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 60.0
.
44 .2390E+12 .6640E+09 .276E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
44 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 60.0
1 .000 .000 .000 -42.500 E2 (c)
2 .000 .000 .000 -42.500
3 .000 .000 .000 -42.500
4 .000 .000 .000 -42.500
5 .000 .000 42.500 -42.500
.
9 .000 .000 42.500 -42.500
.
13 .000 .000 42.500 -42.500
.
17 .000 .000 42.500 -42.500
.
21 .000 .000 42.500 -42.500
.
25 .000 .000 42.500 -42.500
.
41 .000 .000 30.000 -30.000

```


Capítulo 4. Modelado y respuesta sísmica de los marcos empleados

```

30 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 60.0
.
33 .1995E+12 .3320E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
33 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 60.0
1 42.500 -42.500 .000 .000 E2 (c)
2 42.500 -42.500 .000 .000
3 42.500 -42.500 .000 .000
.
5 42.500 -42.500 .000 .000
.
10 40.000 -40.000 .000 .000
.
15 40.000 -40.000 .000 .000
.
20 37.500 -37.500 .000 .000
.
25 35.000 -35.000 .000 .000
.
33 30.000 -30.000 .000 .000
1 .155E+08 .246E+08 .000 .000 .0575 .0115 1.00 .067 3 E2 (d)
2 .148E+08 .238E+08 .000 .000 .0549 .0120 1.00 .067 3
3 .155E+08 .246E+08 .000 .000 .0575 .0155 1.00 .067 3
.
5 .169E+08 .255E+08 .000 .000 .0637 .0124 1.00 .067 3
.
10 .140E+08 .240E+08 .000 .000 .0528 .0107 1.00 .067 3
.
20 .112E+08 .200E+08 .000 .000 .0511 .0117 1.00 .067 3
.
40 .161E+08 .239E+08 .000 .000 .0604 .0120 1.00 .067 3
.
50 .122E+08 .211E+08 .000 .000 .0513 .0114 1.00 .067 3
.
66 .204E+07 .696E+07 .000 .000 .0891 .0059 1.00 .067 3
1 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00 E2 (e)
2 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
3 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
.
5 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
.
10 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
.
20 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
.
33 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
1 5 6 1 1 1 1 34 1 0 1 0 1.00 .00 0 .00 E2 (g)
2 6 7 1 2 2 2 35 1 0 2 0 1.00 .00 0 .00
3 7 8 1 3 3 3 36 1 0 3 0 1.00 .00 0 .00
4 9 10 1 4 4 4 37 1 0 4 0 1.00 .00 0 .00
.
10 17 18 1 10 10 10 43 1 0 10 0 1.00 .00 0 .00
.
15 23 24 1 15 15 15 48 1 0 15 0 1.00 .00 0 .00
.

```

Capítulo 4. Modelado y respuesta sísmica de los marcos empleados

25 37 38 1 25 25 25 58 1 0 25 0 1.00 .00 0 .00

.

33 47 48 1 33 33 33 66 1 0 33 0 1.00 .00 0 .00

1.00000000E+99 1.00000000E+99 1.00000000E-99

1.00000000E+99 1.00000000E+99 1.00000000E-99

STOP (G)

En el apéndice que se encuentra al final de este trabajo se puede observar el archivo de entrada completo, solamente para este edificio y para el sismo de SCT. El trabajo de la tesis consta de 9 archivos como este (tres edificios, tres sismos).

En la figura 4.4 se muestra el diagrama de flujo para el uso del programa DRAIN 2D, donde se indica el procedimiento a seguir de manera ordenada. Cada requisito tiene su correspondiente sección para un mejor entendimiento y no perderse al estar llenando el archivo de entrada del programa.

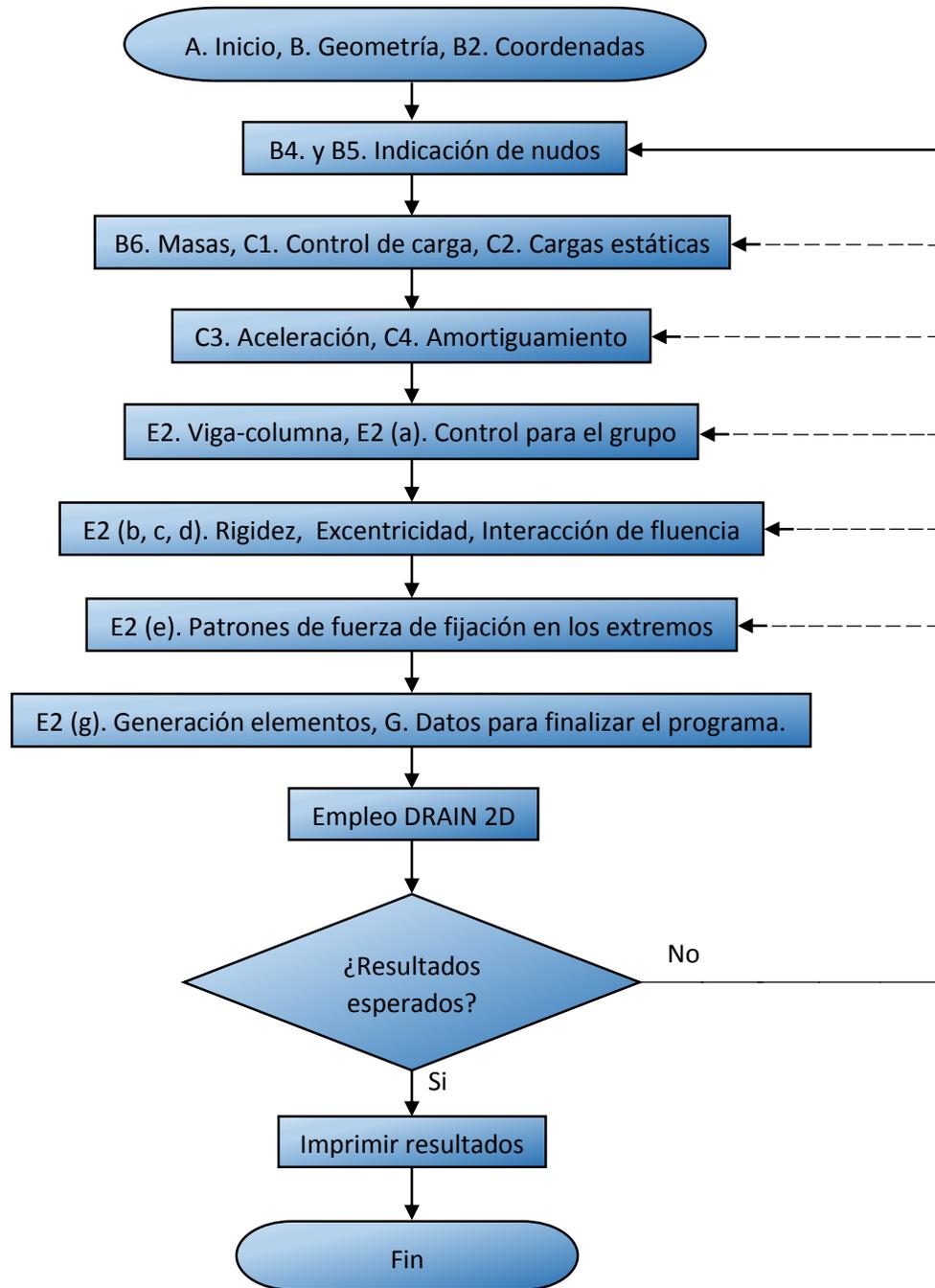


Figura 4.4 Diagrama de flujo para el uso del programa DRAIN 2D.

4.2 Respuestas dinámicas obtenidas para cada sistema estructural.

Una vez llenado el archivo de entrada cuyo nombre es ARCHIVO DE PROPIEDADES NOMINALES.DAT, se corre el programa con el ejecutable DRAIN-II-MP-MM-ISE, para obtener los archivos de salida TempeG.RES y Tempe.RES los cuales arrojan 7 columnas de resultados que representan los desplazamientos máximos de entrepiso, las distorsiones máximas que ocurre en el entrepiso, el entrepiso donde ocurre la rigidez mínima instantánea, el entrepiso donde ocurre la rigidez mínima instantánea para cada marco, el número de puntos de integración totales, el número de puntos de integración y el número de puntos de integración que se pidieron. Para fines del trabajo de tesis se selecciona la columna de desplazamientos máximos y se grafica contra la historia en el tiempo del sismo SCTD.DAT como se muestra en la figura 4.5. En este ejemplo se toma la respuesta del entrepiso del nivel 7.

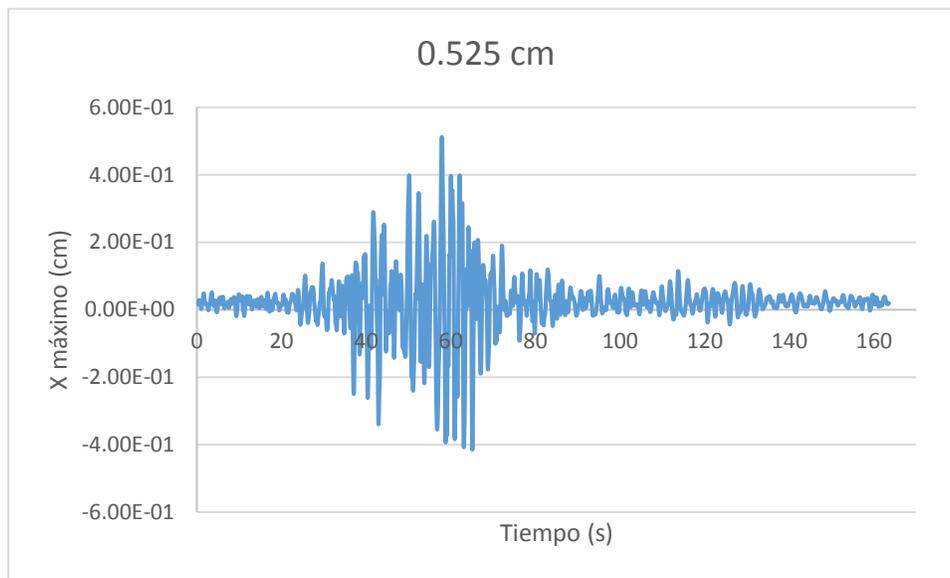


Figura 4.5 Respuesta del entrepiso nivel 7, desplazamiento máximo, (SCT).

También se graficó para la respuesta de cada uno de los entrepisos los desplazamientos máximos respectivos de los tres edificios en estudio (11, 10 y 6 niveles) ver figuras 4.7, a 4.24, así como el desplazamiento máximo global, al cual se le hizo un corte en la azotea.

En la figura 4.6 se presentan los registros de aceleración que se emplearon en la base de las tres estructuraciones, sismo SCT, Sismo 2 y Sismo 1. El primer sismo SCT es el registrado en el año de 1985, el cual ha sido hasta ahora el más intenso en la historia de nuestro país, haciendo colapsar una gran cantidad de edificios debido a grandes oscilaciones provocadas por el sismo. Su epicentro se registró en las costas de Michoacán y Guerrero teniendo una duración de casi cuatro minutos, los sismos 2 y 1 son simulados. La importancia de obtener respuestas sísmicas de edificios con características similares, es la de conocer y comparar su comportamiento dinámico.

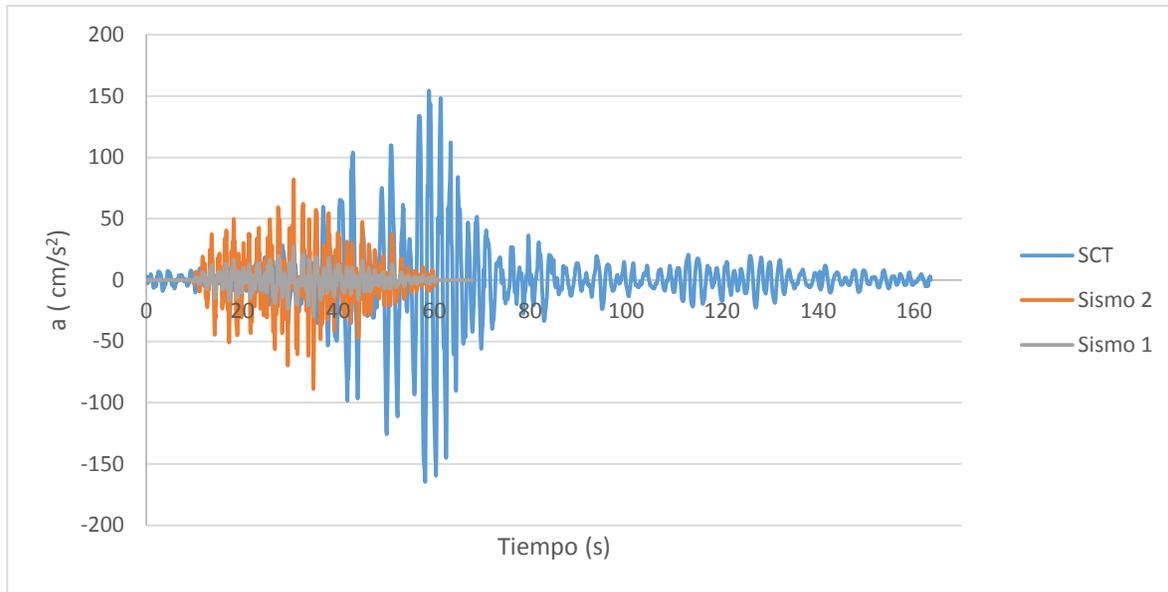


Figura 4.6 Sismos empleados para los edificios (11, 10 y 6 niveles).

En las siguientes ilustraciones se observan cada una de las respuestas sísmicas de los edificios de 11, 10 y 6 niveles respectivamente con la finalidad de revisar y comparar resultados que se muestran en las tablas 4.2, 4.3, y 4.4, así también como ver más a detalle el comportamiento que tiene cada uno de los edificios ante los tres sismos de diferentes intensidades, a los cuales fueron sometidos. Parte importante que se debe tomar en cuenta es que el comportamiento de los edificios ante cargas dinámicas (sismos) depende de la configuración estructural.

4.2.1 Respuesta sísmica edificio de once niveles.

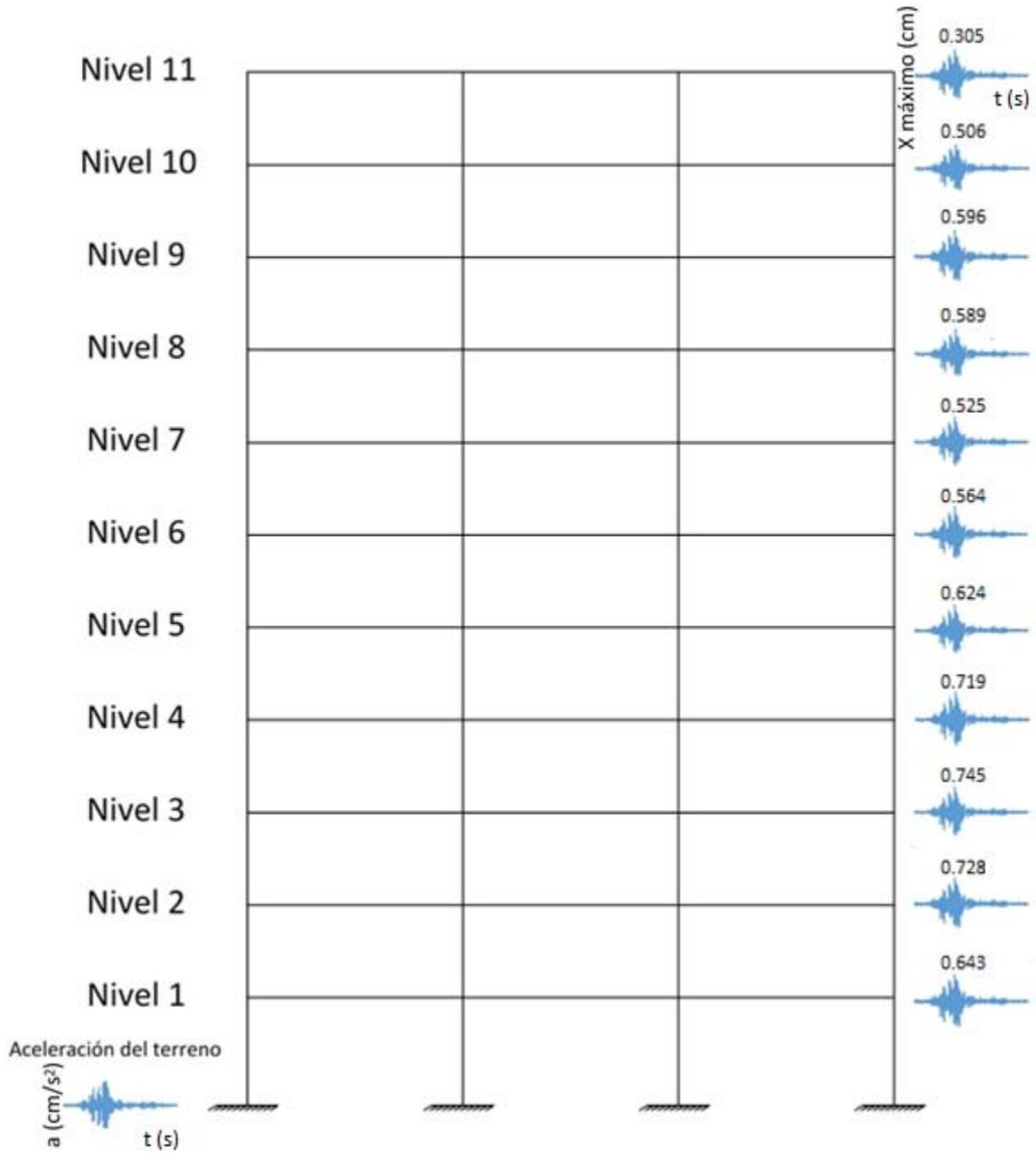


Figura 4.7 Respuesta sísmica del edificio de 11 niveles (sismo SCT).

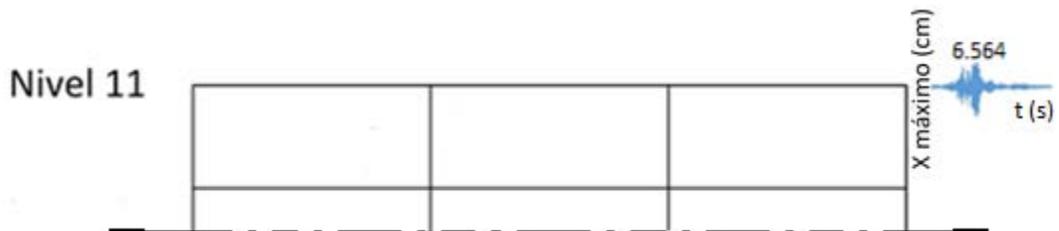


Figura 4.8 Desplazamiento global en azotea con sismo SCT.

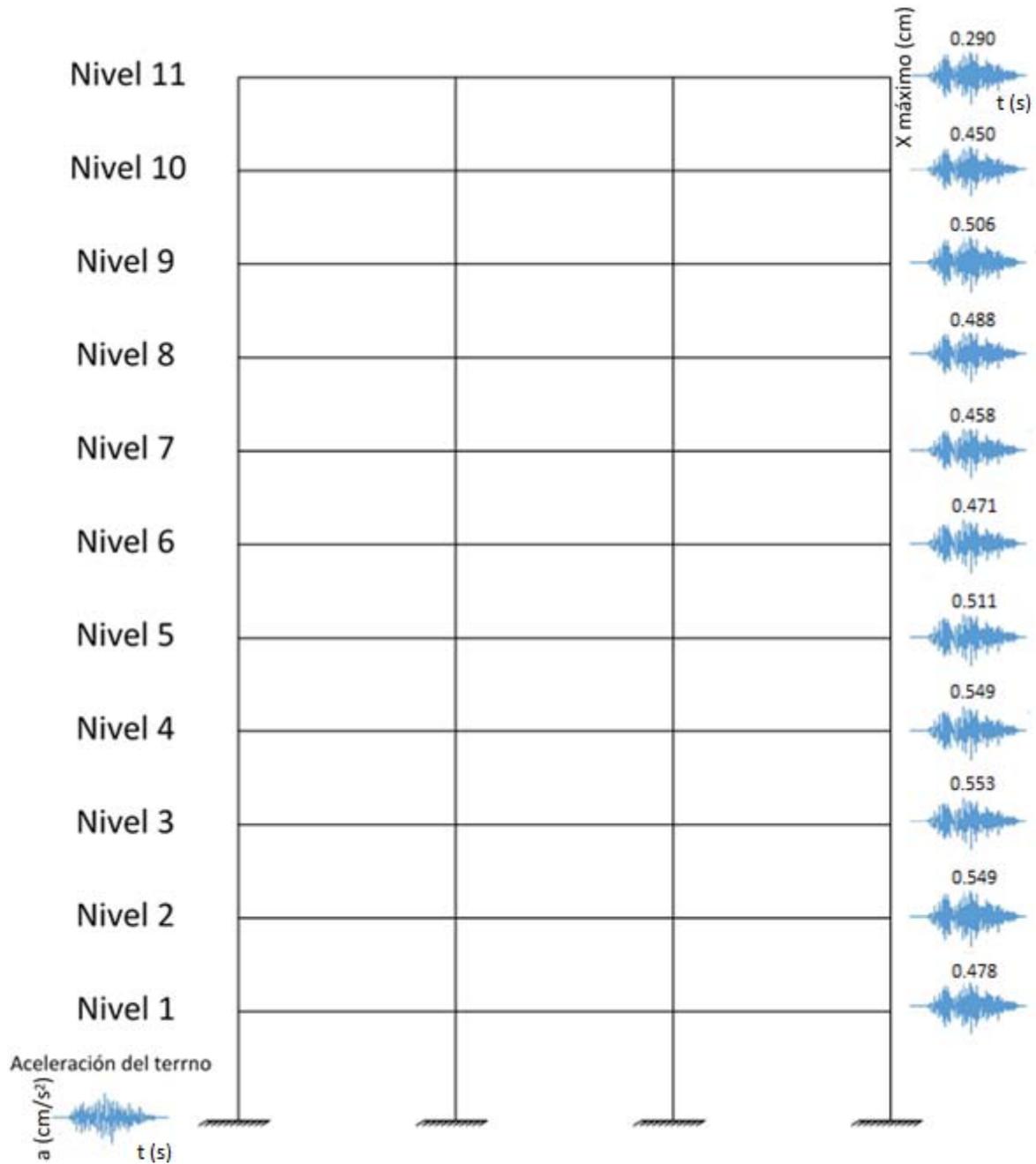


Figura 4.9 Respuesta sísmica del edificio de 11 niveles (Sismo 2).

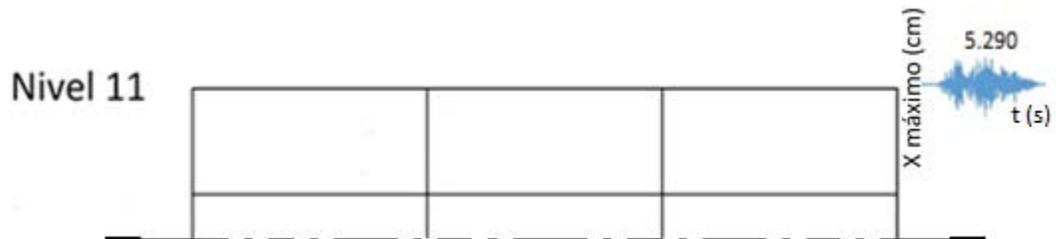


Figura 4.10 Desplazamiento global en azotea con Sismo 2.

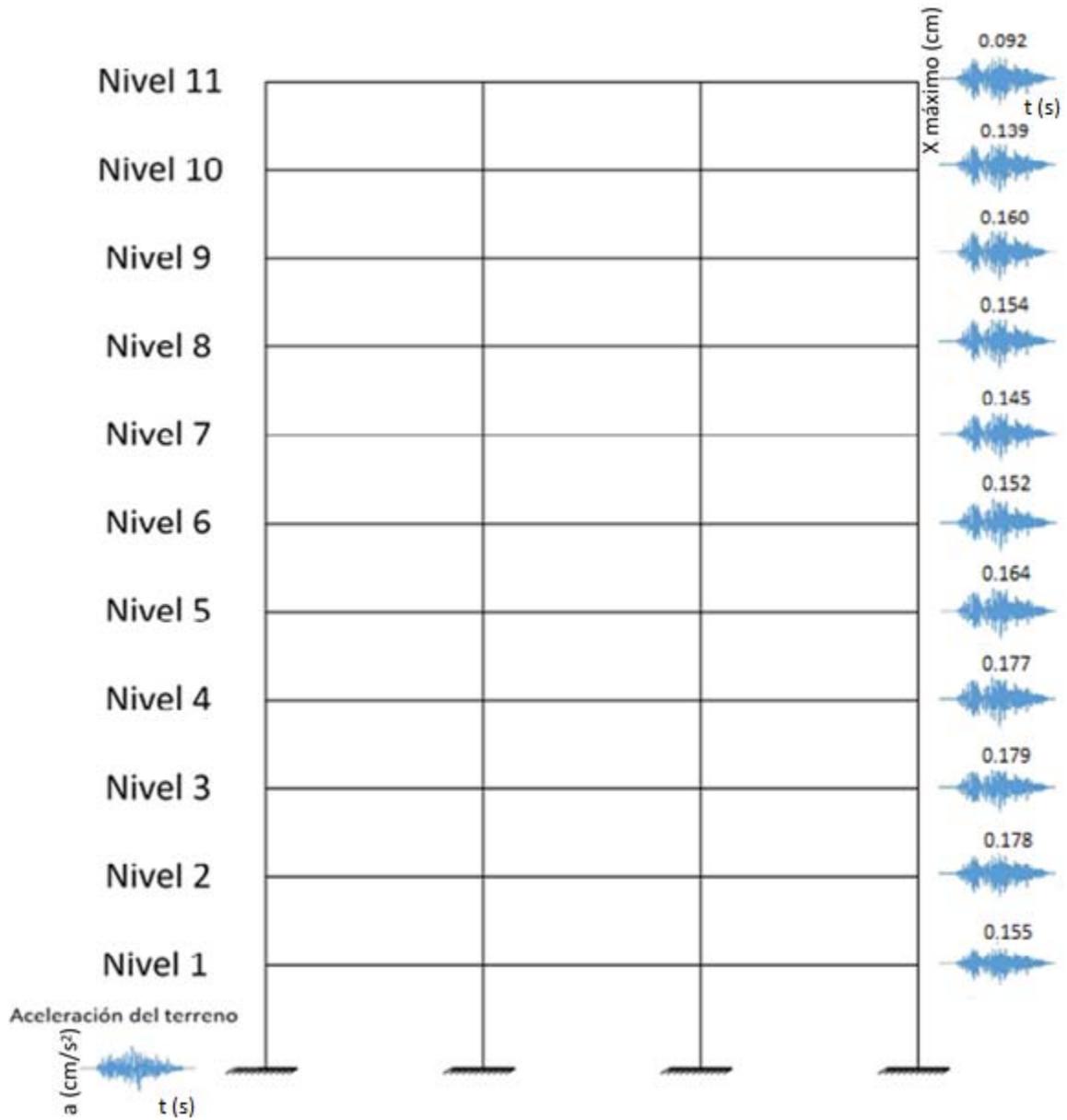


Figura 4.11 Respuesta sísmica del edificio de 11 niveles (Sismo 1).

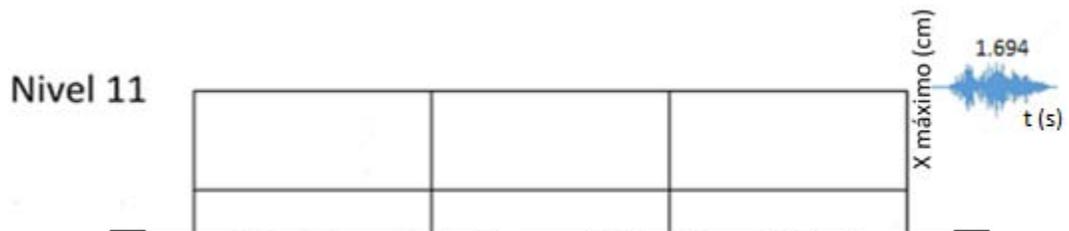


Figura 4.12 Desplazamiento global en azotea con Sismo 1.

Tabla 4.2 Marco de 11 niveles, desplazamientos máximos de cada nivel.

	Sismo SCT (164 cm/s ²)	Sismo 2 (88 cm/s ²)	Sismo 1 (29 cm/s ²)
Niveles	X máximo (cm)	X máximo (cm)	X máximo (cm)
11	0.305	0.290	0.092
10	0.506	0.450	0.139
9	0.596	0.506	0.160
8	0.589	0.488	0.154
7	0.525	0.458	0.145
6	0.564	0.471	0.152
5	0.624	0.511	0.164
4	0.719	0.549	0.177
3	0.745	0.553	0.179
2	0.728	0.549	0.178
1	0.643	0.478	0.155
Global	6.564	5.290	1.694

Se observa que el edificio de once niveles es rígido como el edificio de seis, debido a que los elementos estructurales son robustos. La diferencia de estas dos estructuras se aprecia en los valores de los desplazamientos, dado que el edificio de seis niveles presenta valores menores como se muestran en la tabla 4.4, siendo entonces este último el más rígido de las tres estructuraciones. En este edificio se cumplen las especificaciones que se piden en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2004).

4.2.2 Respuesta sísmica edificio de 10 niveles.

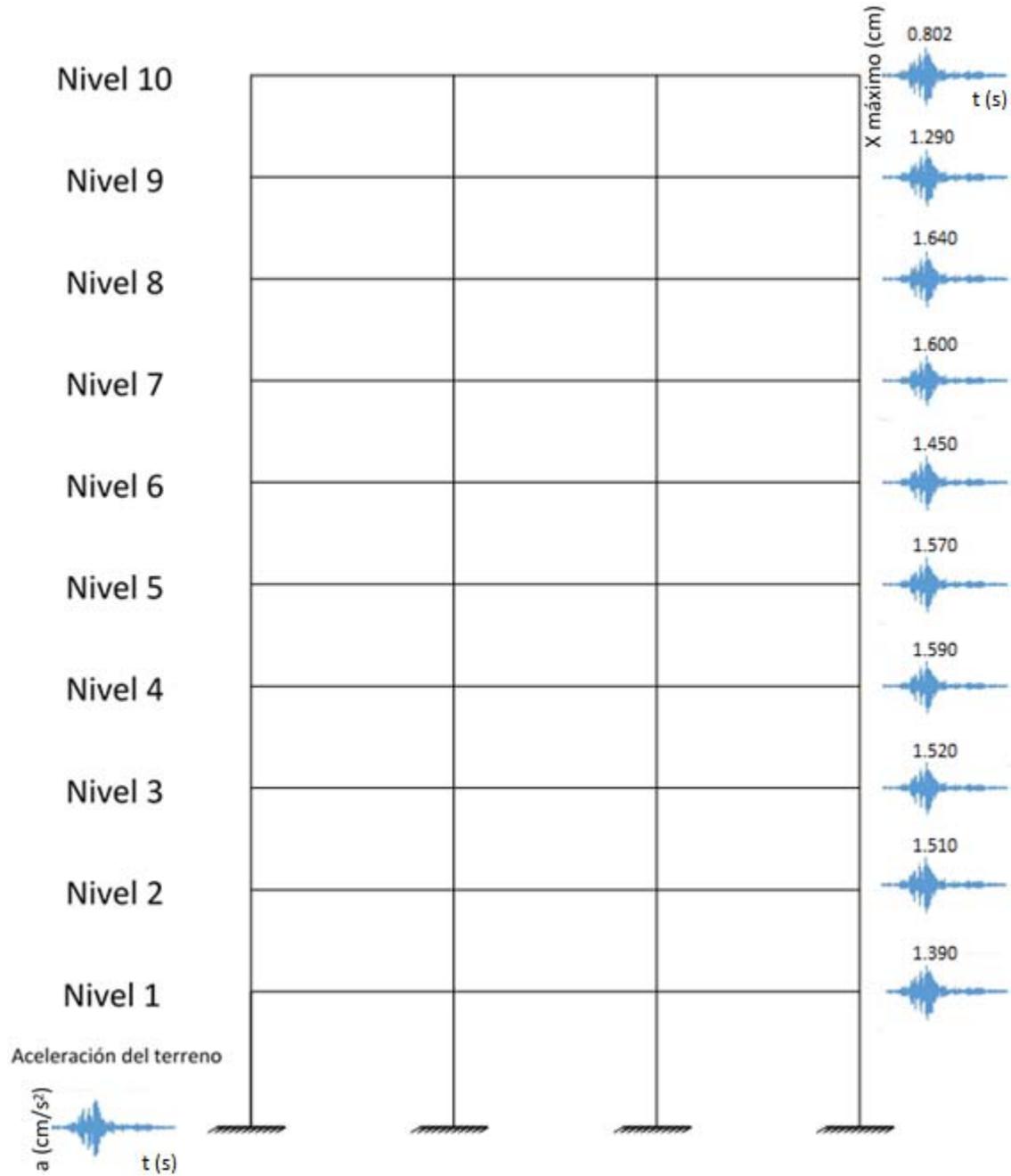


Figura 4.13 Respuesta sísmica del edificio de 10 niveles (sismo SCT).



Figura 4.14 Desplazamiento global en azotea con sismo SCT.

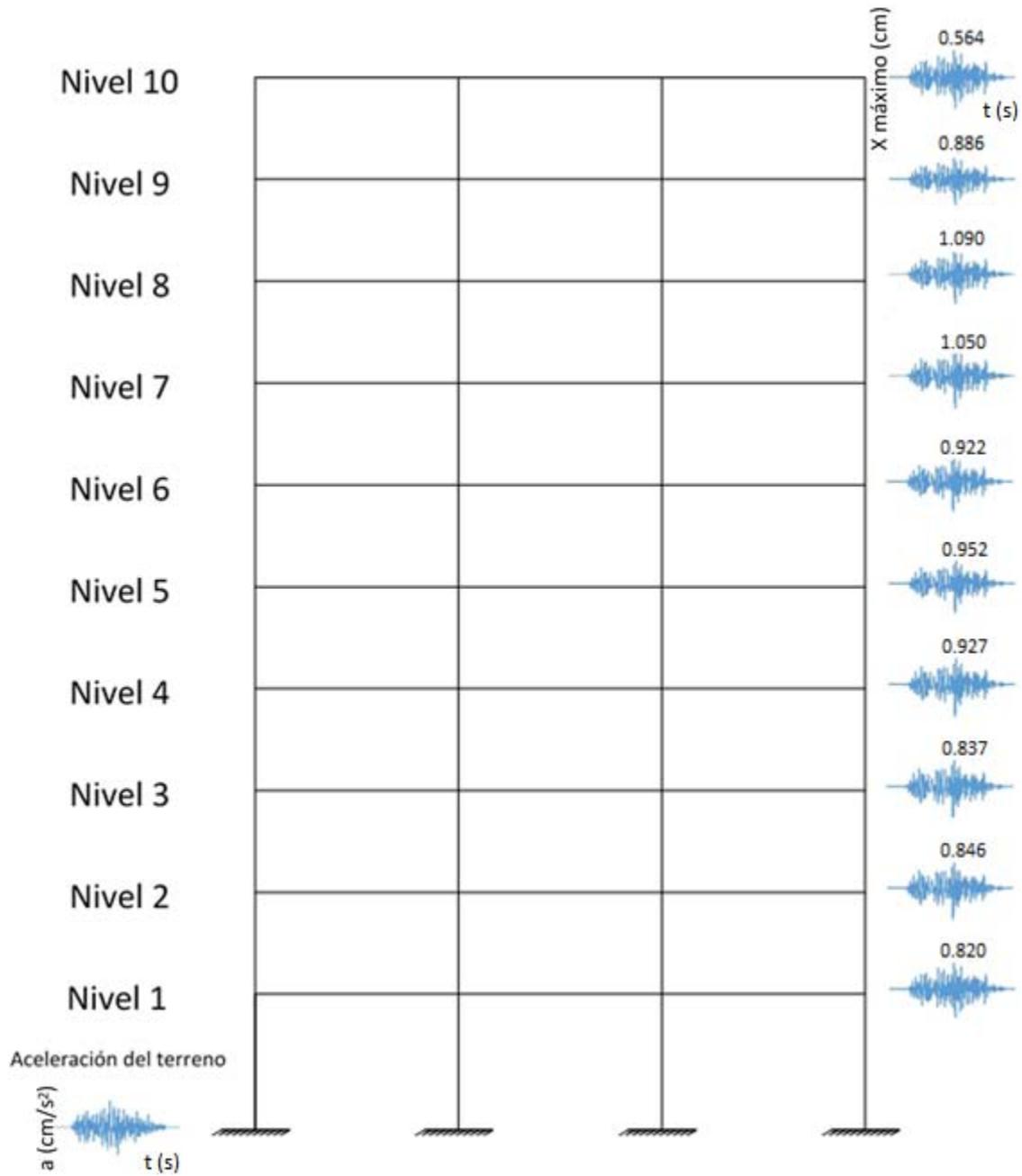


Figura 4.15 Respuesta sísmica del edificio de 10 niveles (Sismo 2).

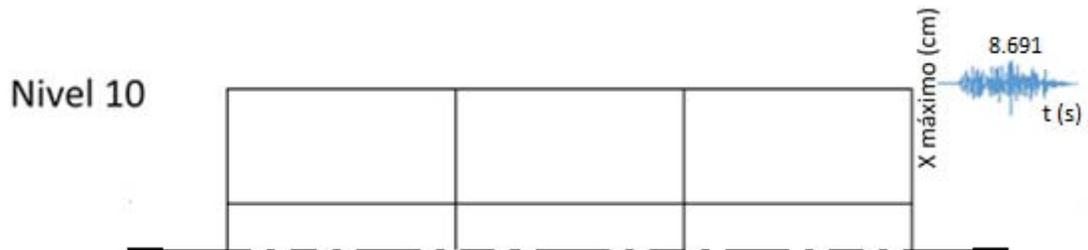


Figura 4.16 Desplazamiento global en azotea con Sismo 2.

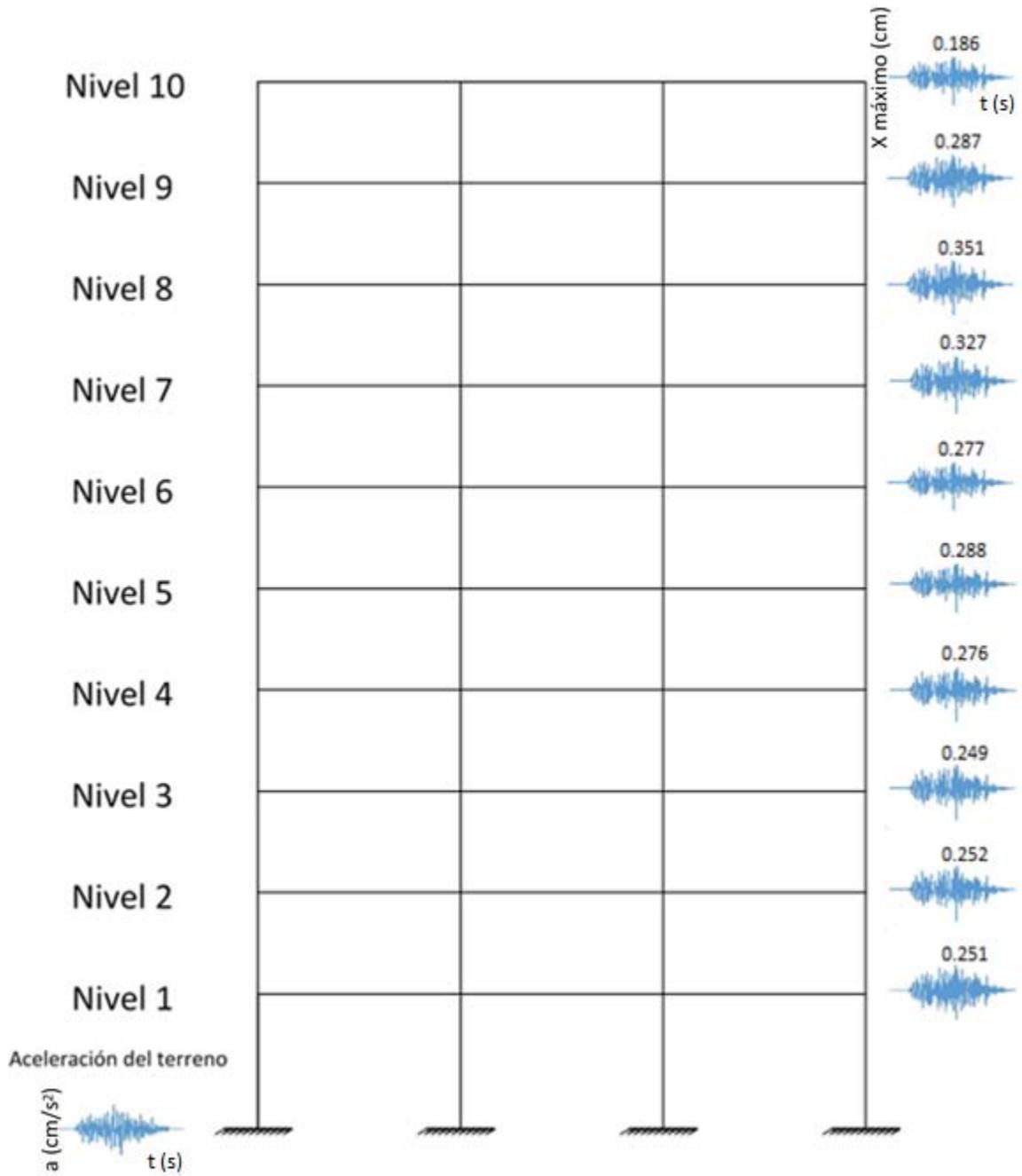


Figura 4.17 Respuesta sísmica del edificio de 10 niveles (Sismo 1).

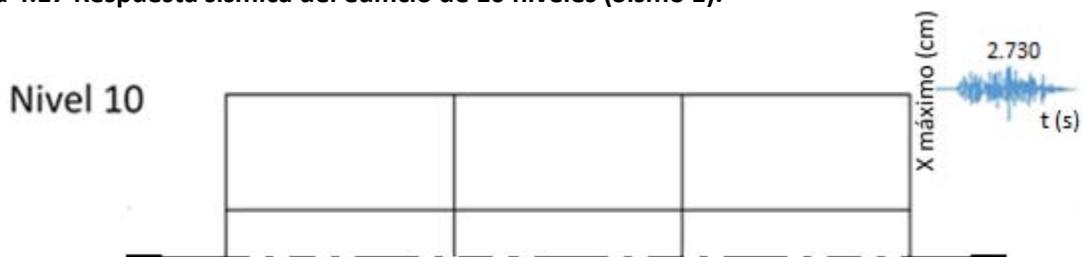


Figura 4.18 Desplazamiento global en azotea con Sismo 1.

Tabla 4.3 Marco de 10 niveles, desplazamientos máximos de cada nivel.

	Sismo SCT (164 cm/s ²)	Sismo 2 (88 cm/s ²)	Sismo 1 (29 cm/s ²)
Niveles	X máximo (cm)	X máximo (cm)	X máximo (cm)
10	0.802	0.564	0.186
9	1.290	0.886	0.287
8	1.640	1.090	0.351
7	1.600	1.050	0.327
6	1.450	0.922	0.277
5	1.570	0.952	0.288
4	1.590	0.927	0.276
3	1.520	0.837	0.249
2	1.510	0.846	0.252
1	1.390	0.820	0.251
Global	14.187	8.691	2.730

El edificio de 10 niveles resulta ser más flexible demostrando que los desplazamientos máximos por entrepiso y global son mayores que los del edificio de once y seis niveles respectivamente. Este comportamiento es el más adecuado porque presenta una mejor disipación de energía, su rigidez limita bien los desplazamientos laterales provocados por el sismo y tiene buena resistencia absorbiendo las fuerzas laterales. Este edificio cumple con las especificaciones del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2004).

4.2.3 Respuesta sísmica edificio de seis niveles.

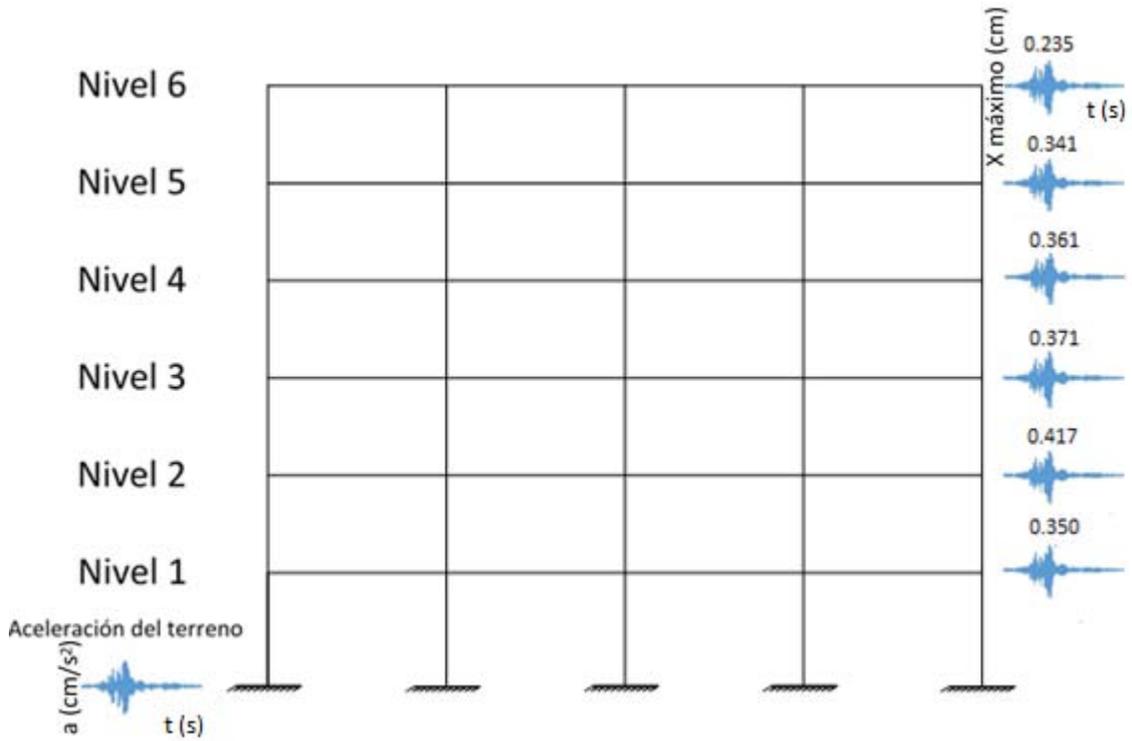


Figura 4.19 Respuesta sísmica del edificio de 6 niveles (sismo SCT).

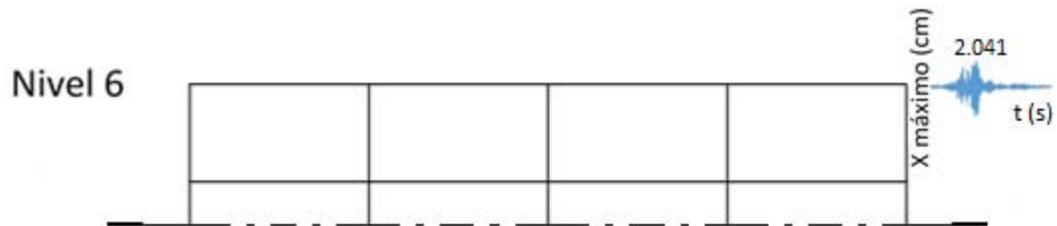


Figura 4.20 Desplazamiento global en azotea con sismo SCT.

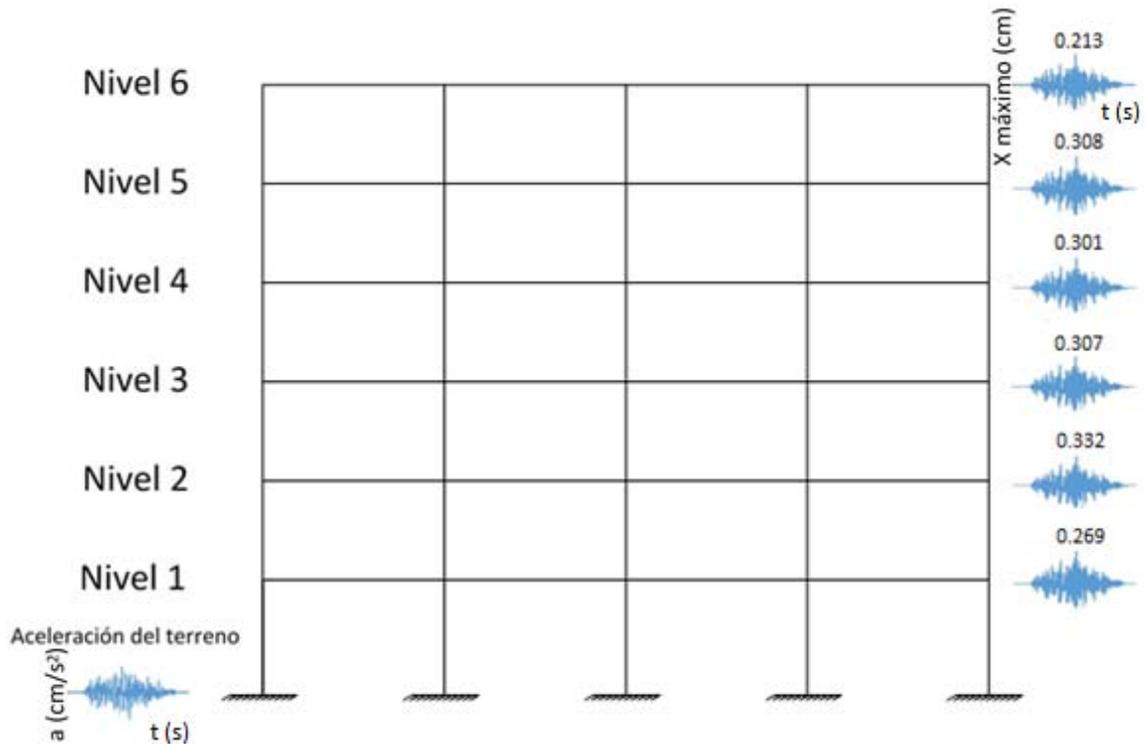


Figura 4.21 Respuesta sísmica del edificio de 6 niveles (Sismo 2).

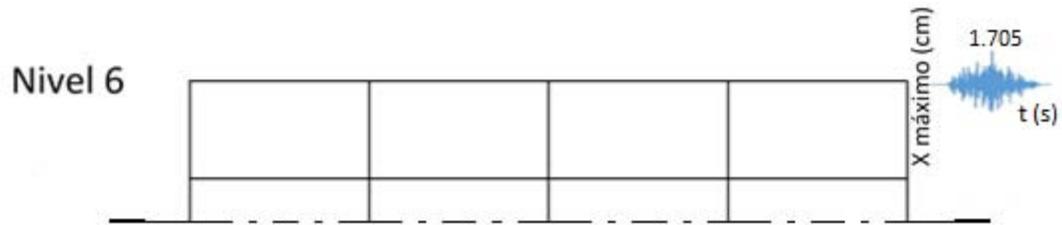


Figura 4.22 Desplazamiento global en azotea con Sismo 2.

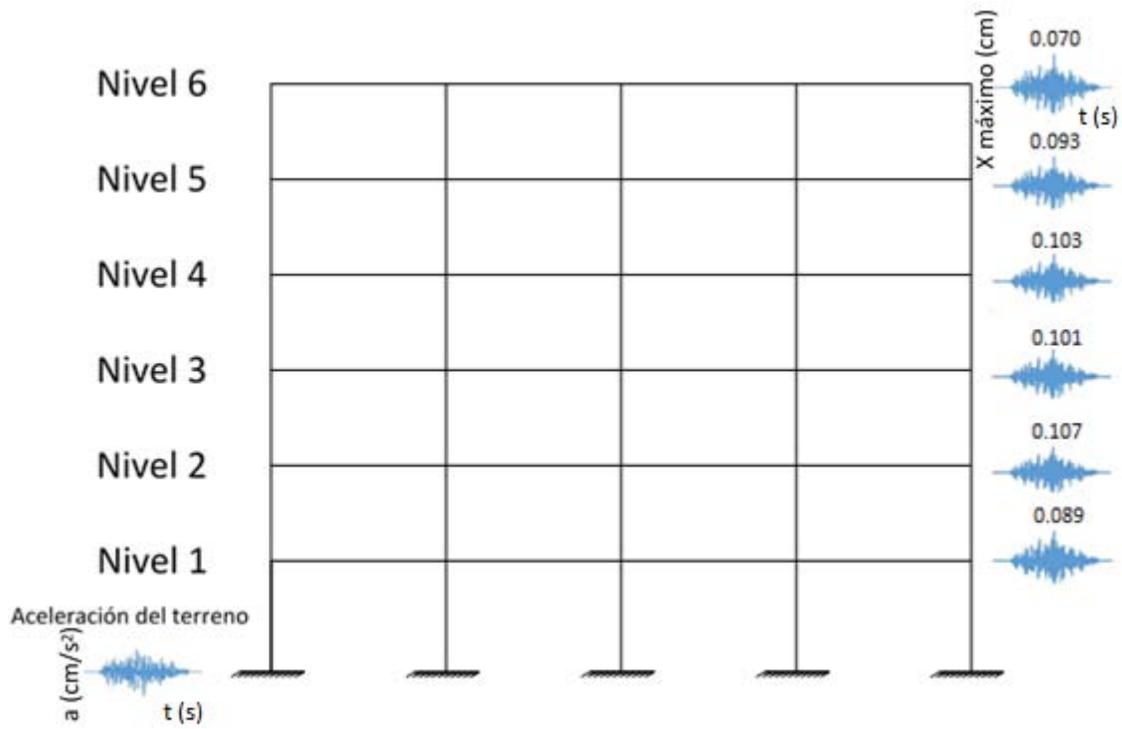


Figura 4.23 Respuesta sísmica del edificio de 6 niveles (Sismo 1).

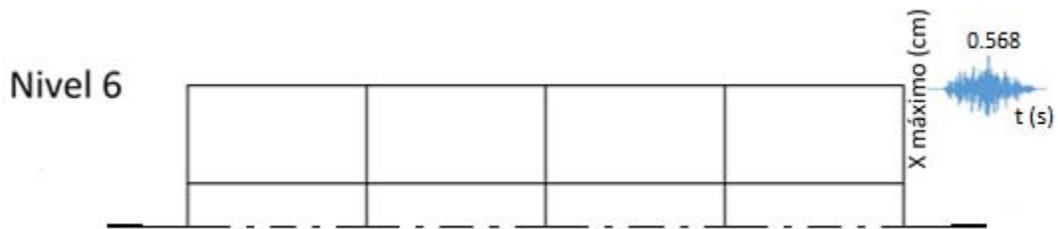


Figura 4.24 Desplazamiento global en azotea con Sismo 1.

Tabla 4.4 Marco de 6 niveles desplazamientos máximos de cada nivel.

	Sismo SCT (164 cm/s ²)	Sismo 2 (88 cm/s ²)	Sismo 1 (29 cm/s ²)
Niveles	X máximo (cm)	X máximo (cm)	X máximo (cm)
6	0.235	0.213	0.070
5	0.341	0.308	0.093
4	0.361	0.301	0.103
3	0.371	0.307	0.101
2	0.417	0.332	0.107
1	0.350	0.269	0.089
Global	2.041	1.705	0.568

El comportamiento del edificio de seis niveles ante la interacción de los sismos de diferentes intensidades, se aprecia que es una estructura rígida, debido a que los elementos estructurales de este sistema también son robustos como los del edificio de 11 niveles. Esto se ve reflejado en los desplazamientos máximos limitándolos en demasía, además se observa que son menores al del edificio de once y diez niveles respectivamente. Cabe mencionar que el edificio cumple con las especificaciones que se piden en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2004).

CAPÍTULO 5

APLICACIONES DE LA RESPUESTA SÍSMICA A EDIFICIOS DE C.R.

La respuesta sísmica brinda gran información para fines de diseño, es decir; que al conocer el comportamiento de la estructura debido a la intensidad sísmica, se podrán obtener aplicaciones que ayudan a mejorar el comportamiento y desempeño de la estructura haciéndola más resistente ante cualquier evento sísmico. Entonces, podemos encontrar mediante las aplicaciones de la respuesta sísmica como: la evaluación de daño global e individual de la estructura, en otras palabras conocer el daño total en la estructura y el daño ocasionado para cada entrepiso. El determinar los desplazamientos máximos y verificar si son aceptables dentro de las normas correspondientes. El saber en qué estado límite se encuentra (de servicio o de falla) y por lo tanto evaluar su nivel de desempeño. El determinar la capacidad que puede tener un sistema ante un evento sísmico. Otra aplicación se refiere a la confiabilidad estructural, que de aquí en adelante trata este trabajo.

5.1 Confiabilidad estructural.

Toda construcción se diseña mediante la estimación de resistencias ante fenómenos físicos, que se puedan presentar en la estructura como: sismos, viento, y las cargas que actúan en el sistema estructural. Esto con el fin de que la estructura tenga un buen desempeño y funcionalidad a lo largo de su vida útil sin que lleguen a afectar dichos fenómenos, evitando así pérdidas humanas, costos en reparación y mantenimiento. Por lo tanto se entiende que si la estructura cumple con este requisito (resistencia), es confiable. Sin embargo, debido a la variación de eventos sísmicos en el tiempo puede afectar en las estructuras acumulando daño en ellas, donde la resistencia y la rigidez van disminuyendo haciendo que ya no cumpla con su desempeño. Otro aspecto importante en la confiabilidad estructural es que la demanda del evento sísmico sobrepase la resistencia con la que se diseñó la estructura y por lo mismo tenga una probabilidad de falla.

La confiabilidad se entiende como $1 - P_f$, donde P_f es la probabilidad de falla que pueda tener la estructura en un periodo en específico. Para conocer dicha probabilidad se necesita de la función de densidad de probabilidad y de la función de probabilidad acumulada de cada una de las variables que intervienen en la falla. Un ejemplo de estas variables son: la intensidad del sismo, las fuerzas que actúan en los elementos estructurales, la resistencia de los mismos elementos, etc.

Para poder calcular la confiabilidad estructural es necesario realizar modelos matemáticos y así tener una estimación de la probabilidad de falla del sistema estructural. Una alternativa para aproximarse a esta probabilidad la desarrolló Cornell (1969) basándose inicialmente en la determinación del índice de β , como el que se muestra a continuación:

$$S > R \quad 5.1$$

Donde S son los esfuerzos a los que está sometida la estructura y R es la resistencia de la estructura para la que fue diseñada. Con estas dos variables (S y R) se obtiene el factor de seguridad, que indica el límite de falla al que puede llegar la estructura y se define de la siguiente manera:

$$\frac{R}{S} < 1 \quad 5.2$$

Una vez que se determina el factor de seguridad se obtiene la probabilidad de falla que está en función de la distribución de probabilidad acumulada, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$P_F = P \left[\frac{R}{S} < 1 \right] \quad 5.3$$

Aplicando el logaritmo natural de R/S se tiene:

$$P_F = P \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) < \ln 1 \right] = P \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) < \ln 0 \right] \quad 5.4$$

Considerando que el $\ln(R/S)$ se rige por la distribución normal de probabilidades, la forma estandarizada de la variable $\ln(R/S)$ se puede realizar con el siguiente cambio de la variable.

$$U = \frac{\ln \left(\frac{R}{S} \right) - [\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m}{\sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)}} \quad 5.5$$

Si nos detenemos en la ecuación anterior, es similar a la que se define en el capítulo 1, en la sección de distribución de probabilidad normal. De la ecuación 5.5 $[\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m$ y $\sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)}$ son el valor medio y la desviación estándar respectivos a la variable $\ln \left(\frac{R}{S} \right)$.

La literal U se define en múltiplos de desviación estándar, e indica la media de $U = 0$. Entonces la probabilidad de falla se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_F = P \left[\ln \frac{R}{S} < 0 \right] = P \left(\left\{ U \sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)} + [\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m \right\} < 0 \right) \quad 5.6$$

La ecuación 5.6 se puede reducir:

$$P_F = P \left\{ U < - \frac{[\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m}{\sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)}} \right\} = F_U \left\{ - \frac{[\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m}{\sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)}} \right\} \quad 5.7$$

Donde F_U es la función de la distribución de probabilidad acumulada de U , o la probabilidad de que U no sobrepase dicha función se tendrá en cuenta la ecuación 5.8. Esta función de probabilidad se explica en la sección 2.1.6, y la diferencia que se puede notar es que aquí se toma la literal U para dicha función, en vez de tener x .

$$\beta = - \frac{[\ln \left(\frac{R}{S} \right)]_m}{\sigma_{\ln \left(\frac{R}{S} \right)}} \quad 5.8$$

Por último el límite de seguridad, se basa en la distorsión global observada y en la falla, teniendo entonces:

$$\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m = \beta\sigma_{\ln\left(\frac{R}{S}\right)} \quad 5.9$$

De esta manera se define β , como el número de desviaciones estándar, con respecto a su valor medio $\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m$, donde este valor medio debe ser mayor que 0. Entonces entre más grande sea el valor de β , mayor índice de confiabilidad tendrá la estructura. En la figura 5.1, se puede observar la probabilidad de falla (P_F) será mas pequeña, en la medida que β sea mayor.

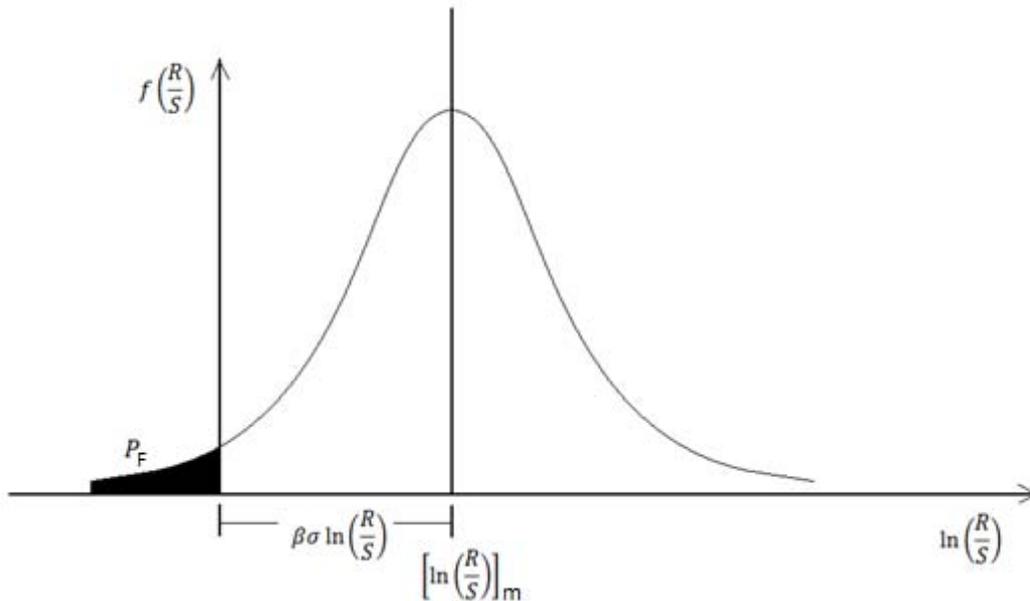


Figura 5.1 Interpretación del índice de confiabilidad β .

5.2 Metodología para llegar al índice de confiabilidad β .

Dentro del análisis de confiabilidad se debe cumplir con una metodología para poder llegar a la curva de confiabilidad β de la estructura. Esta metodología considera entonces el manejo de las incertidumbres, la simulación de estructuras y de sismos, el empuje lateral (Push Over), el índice de daño D , la pseudoaceleración normalizada Z , la dispersión D vs $Ln(Z)$, la determinación del valor medio y la desviación estándar de $Q = Ln(Z)$, el índice de Cornell ($\beta = E[M]/\sigma[M]$) y por último la curvas de confiabilidad para el sistema estructural.

5.2.1 Manejo de incertidumbres.

En la confiabilidad estructural se generan muchas incertidumbres, ejemplos de estas incertidumbres son las relacionadas a los elementos geométricos, las resistencias y rigideces de los materiales y las cargas actuantes en el sistema estructural que dependen de la acción dinámica (sismos).

Para obtener valores probabilísticos de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, se realizan primeramente con propiedades nominales, es decir; valores calculados y tomados del reglamento de construcción, como son la resistencia a compresión del concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, una fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, así como factores de carga y resistencia. Más adelante se tratan conceptos de incertidumbres, como la incertidumbre en cargas vivas, incertidumbre en las cargas muertas, incertidumbres en las geometrías de los elementos estructurales y las incertidumbres en la resistencia a la compresión del concreto.

Incertidumbres en cargas vivas. Pier y Cornell (1973), propusieron para la incertidumbre que se genera en la carga viva, un modelo de probabilidad lineal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad 5.10$$

Definiendo, $w(x, y)$ como la carga viva que se mantiene en un punto cualquiera, con coordenadas horizontales x, y en un piso dado y para una estructura en específico. La literal m indica la carga viva media para una población de estructuras, con las mismas características así como para el mismo tipo de ocupación que en nuestro caso es del tipo B, como se establece en el capítulo 3. γ_b Se define como variable aleatoria independiente con media cero y toma en cuenta la variación de la intensidad de carga media de una estructura a otra. γ_f Toma en cuenta la variación de intensidad de carga media de un piso a otro pero en el mismo edificio. $\varepsilon(x, y)$ Es una variable independiente de γ_b y γ_f con media cero, que representa la variación espacial de la intensidad de carga sobre un piso determinado y un edificio en específico.

Incertidumbres en cargas muertas. Las cargas muertas que actúan en un edificio se ven afectadas, esto debido a las diferencias o variaciones que se pueden dar en los pesos específicos de los materiales empleados, así también como en su configuración geométrica de los elementos estructurales. Hoy en día no se cuenta con datos estadísticos para obtener esa variación de carga muerta. Por otra parte si se cuenta con información y datos del peso específico de los materiales empleados, de esta manera se puede llegar a una aproximación de las cargas muertas que actúan en una estructura.

Meli (1976) establece una relación entre el valor nominal de carga muerta w_n y su valor medio m_{cm} , como se muestra en la siguiente ecuación:

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1 + 2Cv} \quad 5.11$$

Donde Cv es un coeficiente de variación de la carga muerta con valor de 0.08, y w_n es la carga muerta nominal.

Incertidumbres en las geometrías de los elementos estructurales de C.R. Existen variaciones en las geometrías de los elementos estructurales como: el peralte, el ancho, espesor de losa, área de acero, etc., debido a la mala supervisión de construcción, a los moldes empleados en la misma, la mano de obra, entre otros factores que por consecuencia se generan diferencias en la rigidez, en la resistencia y en la capacidad de deformación en los elementos estructurales. Es por esto que es

necesario considerar las incertidumbres que tienen que ver con la geometría de los elementos estructurales.

Incertidumbres en la resistencia a compresión del concreto. Para saber la resistencia del concreto, es necesario hacer pruebas en el laboratorio mediante cilindros de concreto que tengan una edad de 28 días, donde influye el modo de elaboración como es la calidad del material, la relación agua-cemento, humedad, temperatura entre otros. Estos factores influyen en las incertidumbres que se pueden generar en la resistencia nominal a compresión del concreto f'_c y la resistencia real del cilindro ensayado.

5.2.2 Simulación de estructuras y de sismos.

Como se menciona en la sección 5.2.1, las estructuras en su proceso de diseño de elementos geométricos (trabes, columnas y losas), se calculan con un cierto dimensionamiento, peralte, ancho y espesor de losa para el proyecto con propiedades nominales. Sin embargo una vez construido el edificio estas variables ya no son las mismas con las que se diseñaron, teniendo por lo tanto diferencias en las rigideces y resistencias de dichos elementos geométricos.

Una forma de considerar estas incertidumbres es mediante la simulación de estructuras empleando el programa SIMESTRU (Alamilla 2001). Esto debido a que no se tienen datos estadísticos de las propiedades mecánicas de una población de estructuras desplantadas en la misma zona, o sería caro estimar dichos datos.

La función principal del SIMESTRU (Alamilla 2001), es hacer que la configuración del marco estructural sea lo más real posible, contemplando las incertidumbres mencionadas en la sección 5.2.1. El programa determina las cargas gravitacionales y las propiedades geométricas de los elementos estructurales. Se toma como base un marco con propiedades nominales como el del ejemplo utilizado para esta tesis y lo que se realiza es una simulación corriendo el programa del cual puede llegar a generar un grupo de 50 edificios o más, esto ya depende a los resultados que se quieran llegar. El programa únicamente toma en cuenta sistemas que tienen elementos estructurales a base de vigas, columnas y muros de concreto reforzado ya que para otros materiales no se pueden simular.

Se deben simular 50 acelerogramas, como el Sismo 1 y Sismo 2 sección 4.2, figura 4.6, y se agrupan de acuerdo a su intensidad sísmica. La necesidad de simular los movimientos del terreno es porque no se cuentan con los suficientes registros en toda la zona del valle de México como para poder excitar a las estructuras y así obtener diferentes resultados para su estudio. Parte importante de la simulación de los sismos es que estos se pueden amplificar con un factor de escala, incrementando la intensidad sísmica y poder llegar a interpretar registros reales.

Una vez obtenido el grupo de 50 edificios y los 50 sismos que fueron simulados respectivamente, se excitan las estructuras introduciendo un acelerograma diferente en la base de las mismas. Se escala la intensidad para llevarlas muy cercanas al colapso y que seguramente tendrán consecuencias en el deterioro de las rigideces, resistencias en el material, deformaciones del sistema estructural y

grandes desplazamientos en azotea. El motivo de incrementar el factor de escala es para identificar el nivel de daño que se pueden generar en las estructuras y compararlas en su respuesta de acuerdo al acelerograma empleado.

Para la parte de simulación de estructuras y sismos se requiere de más conocimientos y características específicas que llevan tiempo para su comprensión. Por lo anterior para simular edificios mediante el programa SIMESTRU (Alamilla 2001), es necesario conocer sus códigos de programación y lo que se pide para llegar a los resultados esperados. Para la simulación de sismos no solo hay que saber sus códigos de programación, hay que saber que distancia, magnitud e intensidad sísmica se debe emplear. Debido a lo anterior, la aplicación del proceso de simulación se dejará para un trabajo posterior.

5.2.3 Análisis de empuje lateral "Push Over".

El objetivo de este análisis es estimar la capacidad resistente de la estructura, la capacidad de deformación global y local, y las propiedades mecánicas. Los datos determinados se necesitan para estimar el desempeño que puedan tener las estructuras ante un sismo.

El análisis estático no lineal "Push Over" consiste en aplicar fuerzas laterales crecientes a la estructura, para llevarla muy cercana al colapso. Otra manera de realizar este método es introducir un acelerograma en la base de la estructura, donde se va incrementando poco a poco y a un ritmo bajo, esto con el fin de no llegar a efectos dinámicos. Con este análisis se pueden obtener datos importantes como los daños y fallas que se generan en los elementos estructurales. Una manera sencilla de ejemplificar este análisis es, como se muestra en la siguiente figura 5.2.

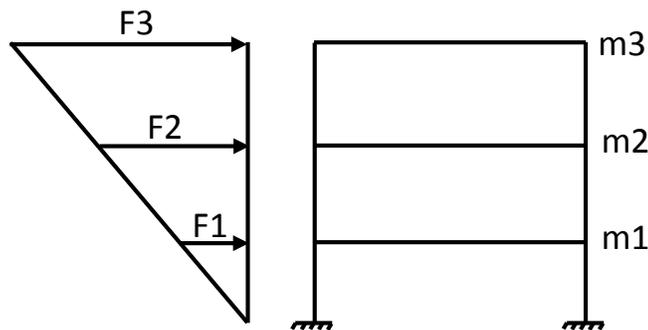


Figura 5.2 Interpretación del análisis de empuje lateral "Push Over"

Este análisis permite encontrar el inicio del punto de fluencia mediante la curva de capacidad, así como la relación del cortante basal contra el desplazamiento de la azotea. En esta curva se va indicando del lado de las ordenadas el cortante basal y en el de las abscisas el desplazamiento en la azotea. Se puede apreciar que mientras el cortante basal incrementa, el desplazamiento en la azotea tiende a ser más grande hasta llegar al punto donde la estructura empieza a fluir. A partir de este punto se empezarán a ver daños en la estructura, como deformaciones, agrietamientos en los

elementos estructurales, comportamientos inelásticos, etc., debido a que el empuje lateral hace llevar a la estructura a su máxima capacidad disponible. Esta curva se puede ver en la figura 5.3.

También con la curva de capacidad, se puede estimar el valor de rigidez inicial $K_0 = V_y/D_y$, donde V_y es cortante basal de fluencia y D_y es el desplazamiento de fluencia en la azotea, este parámetro es importante para encontrar el índice de daño como lo requiere la expresión 5.12.

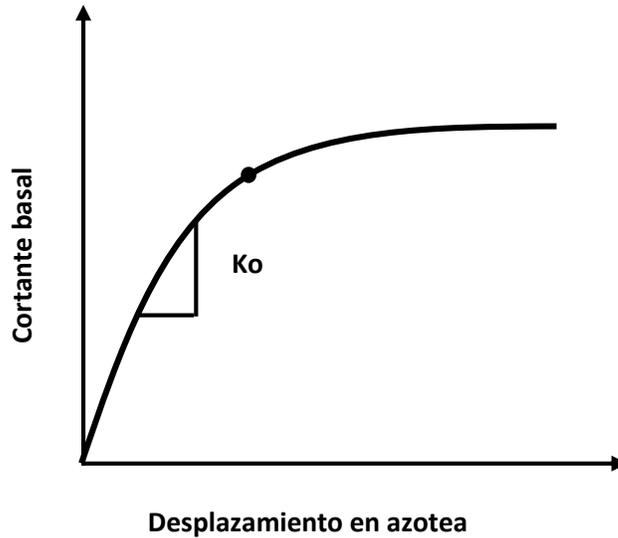


Figura 5.3 Curva de capacidad que se obtiene mediante el método de empuje lateral (Push Over).

5.2.4 Determinación del índice de daño D .

Después de haber realizado el análisis del empuje lateral, lo que sigue es determinar el índice de daño o índice de reducción de rigidez secante que puede llegar a tener la estructura. Es necesario conocer este índice para determinar las curvas de confiabilidad y se define mediante la siguiente ecuación, propuesta por Esteva e Ismael (2004).

$$D = \frac{K_0 - K_{sec}}{K_0} \quad 5.12$$

Donde D es el índice de daño o índice de reducción de rigidez de secante y se llega a la falla cuando el valor se aproxima a 1, o cuando K_{sec} llega a tener un valor a cero. K_0 es la rigidez tangente inicial de la estructura, la cual como se indicó en la sección anterior, está relacionada con el desplazamiento de azotea y el cortante basal obtenidos del análisis de empuje lateral. La rigidez inicial se obtiene con la siguiente ecuación:

$$K_0 = \frac{V_y}{D_y} \quad 5.13$$

De la ecuación de rigidez inicial, V_y es el cortante basal de fluencia y D_y es el desplazamiento de fluencia. Por último para obtener K_{sec} siendo el índice de degradación de la estructura, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$K_{sec} = \frac{V_b}{D_{max}} \quad 5.14$$

Donde V_b es el cortante basal máximo y D_{max} es el desplazamiento máximo en la azotea, recordando que estos datos se obtienen cuando la estructura está muy cercana al colapso.

5.2.5 Seudoaceleración normalizada Z .

Una vez que se tiene el índice de daño D , lo que sigue es determinar la seudoaceleración para cada una de las 50 estructuras que fueron simuladas. La seudoaceleración que se obtiene es la que se empleó en el análisis para llevar a las estructuras muy cercanas al colapso. Dicha seudoaceleración es la asociada al periodo fundamental de cada una de las estructuradas simuladas tanto con base rígida como con base flexible. Es decir, sin interacción y con interacción suelo estructura respectivamente.

Para el caso de las estructuras convencionales sus periodos con base rígida se determinan con el programa SIMESTRU; ya no es necesario calcularlos, pero para el periodo fundamental de las estructuras con base flexible se tendrán que calcular mediante las NTC de Sismo, en el apéndice A sección A.6.3. Una vez que se calculan los periodos efectivos de las estructuras, se determinan las seudoaceleraciones para cada uno de estos periodos. Lo que sigue es normalizar la seudoaceleración de la siguiente manera. Se multiplicará la seudoaceleración (S_a) por la masa total de la estructura (MT) y se dividirá por el cortante basal de fluencia (V_y) que se obtuvo del análisis de empuje lateral, la seudoaceleración normalizada se interpreta con la literal Z . La ecuación quedaría entonces:

$$Z = \frac{S_a * MT}{V_y} \quad 5.15$$

Por último, se obtiene el logaritmo natural de Z , es decir; $Q = \ln(Z)$.

5.2.6 Dispersión del índice de daño (D) vs la seudoaceleración normalizada ($\ln(Z)$).

Después de haber obtenido el índice de daño y la seudoaceleración normalizada lo siguiente es tomar como coordenadas ($D, \ln(Z)$) y se realiza la gráfica de dispersión para el edificio que se está evaluando. Esta gráfica se hace para cada uno de los 50 edificios simulados, un ejemplo ilustrativo de la gráfica de dispersión se muestra en la figura 5.4. Es de importancia saber que si los sismos no se escalan y por lo tanto los edificios en su comportamiento tienen una rigidez K_{sec} de casi cero, las gráficas de dispersión pueden presentar un índice de daño D con valor cercano al cero o poder aproximarse al 1. Si lo último llega a pasar, lo que se hace es un ajuste matemático para encontrar el valor esperado $\bar{Q}(D) = E[\ln(Z)] = E(Q)$, a este ajuste se le llama valor esperado de la seudoaceleración, la cual relaciona la acción sísmica S_a con la respuesta estructural D .

Una vez que se obtiene el valor de $\bar{Q}(D)$, ya se puede realizar la gráfica de dispersión S vs D la cual relaciona el índice de daño D de cada edificio con $S = (Q - \bar{Q}(D))^2$ y con la siguiente ecuación se puede obtener la desviación estándar de $Q = Ln(Z)$.

$$\sigma[Q] = \sqrt{E[S]} = \sqrt{E(Q - \bar{Q}(D))^2} \quad 5.16$$

Donde S se debe calcular para cada valor de D y $E[S]$ es la varianza de dispersión, de esta manera se puede modelar matemáticamente por una línea de ajuste denominada función de varianza y su raíz cuadrada se puede llamar función de desviación estándar. Así la varianza y la desviación estándar se pueden expresar en términos del índice de daño D .

Una vez que se determinan las funciones del valor esperado de la pseudoaceleración y la desviación estándar de Q , se puede calcular el índice de confiabilidad β de Cornell, con la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{\bar{Q}(D) - Q}{\sigma[Q]} \quad 5.17$$

Si en la última ecuación se evalúan las funciones del valor esperado de la pseudoaceleración y su desviación estándar con $D = 1.0$, lo que indica un colapso en el edificio, como se puede apreciar en la figura 5.4. Entonces se obtiene la confiabilidad deseada para el desempeño con la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{\bar{Q}_F - Q}{\sigma_F} \quad 5.18$$

Ya con los valores calculados se pueden realizar las curvas de confiabilidad con los valores de β y Z .

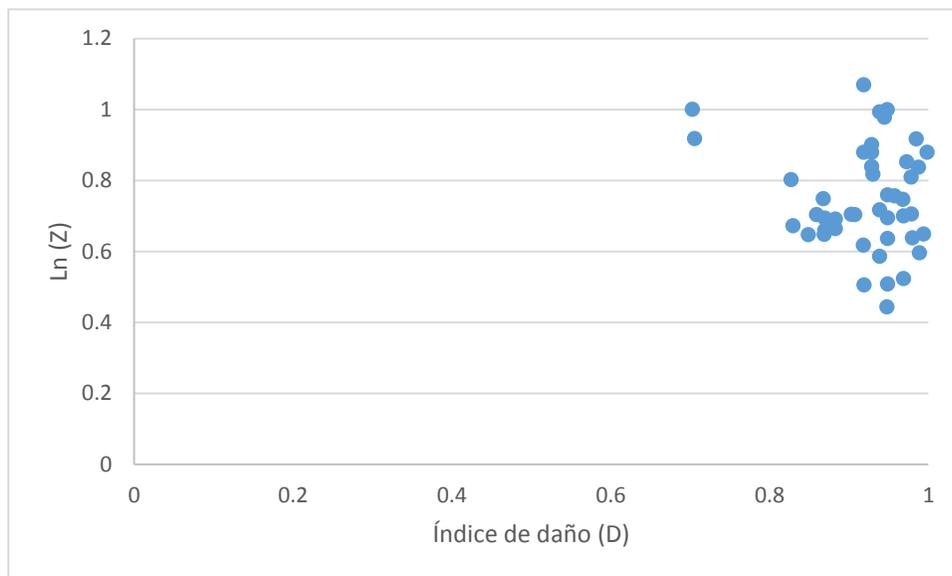


Figura 5.4 Ejemplo de la gráfica de dispersión D y $Ln(Z)$ para los edificios simulados.

5.2.7 *Determinación del valor medio y de la desviación estándar de $Q = Ln(Z)$.*

En esta parte no se hace ningún cambio o ajuste para calcular el valor esperado de la pseudoaceleración y de la desviación estándar que se explica en la sección 5.2.6. Esto es porque las intensidades sísmicas se han escalado y por lo tanto resulta que los valores K_{sec} y D se encuentran muy cercanos a la falla, es decir; ya son valores esperados. Por la razón anterior lo que se hace, es obtener el valor medio y la desviación estándar de $Q = Ln(Z)$ para cada uno de los 50 edificios simulados y se representan como \bar{Q}_F y σ_F respectivamente.

5.2.8 *Índice de Cornell. $\beta = E[M]/\sigma[M]$*

Para aplicar la ecuación 5.18, se debe realizar el siguiente procedimiento detallado en Santiago E., (2009).

Primeramente definir el margen de seguridad.

$$M = (Qr - Qa) \geq 0 \quad 5.19$$

Donde $Qr = Ln(Zr)$ y $Qa = Ln(Za)$, Zr es la pseudoaceleración normalizada que corresponde a la falla. Za Es cualquier valor de la pseudoaceleración normalizada menor a Zr , lo que implica una realización de $Z = e^Q$ y que Qa es un valor determinístico. Al tener el margen de seguridad se puede llegar a la ecuación deseada:

$$\beta = \frac{\bar{Q}_F - Q}{\sigma_F} = \frac{E[Ln(Z)]_F - Ln(Z)}{\sigma[Ln(Z)]} \quad 5.20$$

5.2.9 *Curva de confiabilidad para el sistema estructural.*

Teniendo los valores de \bar{Q}_F y σ_F del edificio en estudio y considerando los 50 valores de Q , (estos 50 valores son de los edificios simulados) se obtienen los 50 valores de β . Entonces se tienen las coordenadas (Z, β) , que sirven para realizar las curvas de confiabilidad. Un ejemplo de la curva de confiabilidad se muestra en la figura 5.5.

La curva de confiabilidad puede usarse para el diseño de una nueva estructura, o para la revisión de una estructura ya existente (Rangel 2007). Es importante saber que solo se pueden usar las curvas de confiabilidad para estructuras similares como las que se estudiaron aquí. Para el diseño estructural se puede considerar la masa total, una intensidad sísmica asociada al periodo de la estructura y el único valor que varía es el cortante basal. Se concluye que para dicha curva mientras más grande sea el índice de confiabilidad β , la probabilidad de falla será menor.

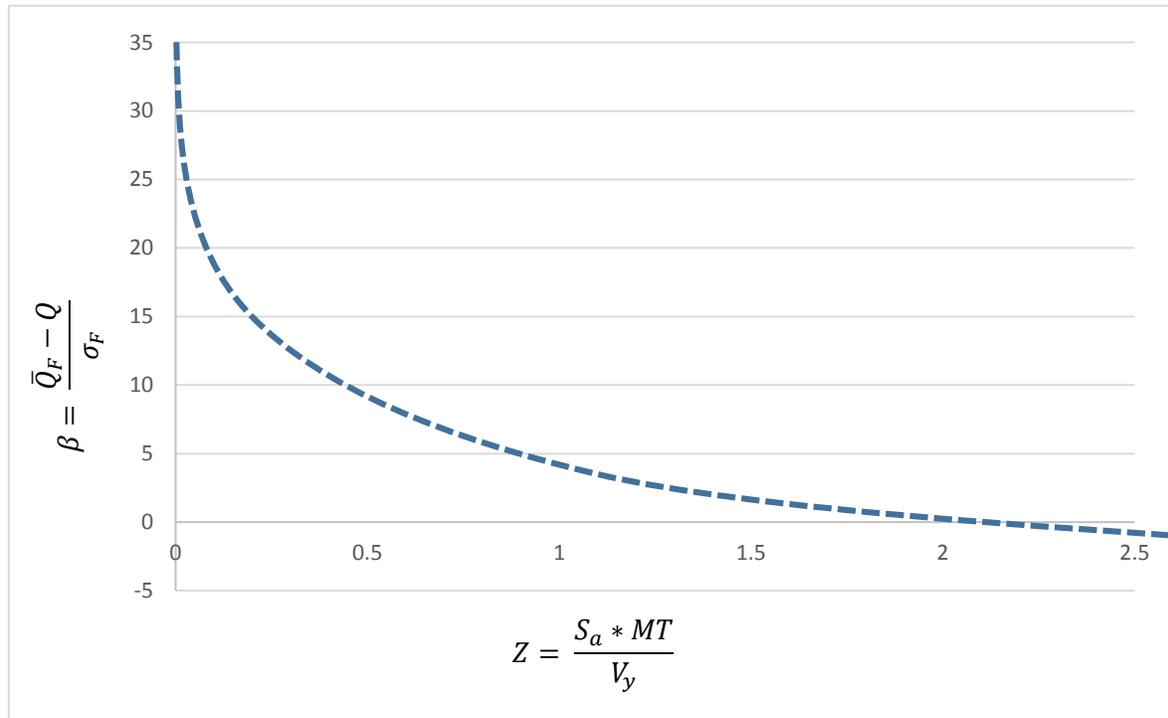


Figura 5.5 Ejemplo de curva de confiabilidad para el sistema estructural.

En la figura anterior se muestra la curva de confiabilidad para un sistema convencional, donde en el eje de las ordenadas se encuentra el parámetro β , el cual considera que \bar{Q}_F y σ_F son el valor medio y la desviación estándar del sistema cuando esta evaluado en un estado de falla por colapso, y Q es el logaritmo natural de la pseudoaceleración (Ecuación 5.20). En el eje de las abscisas está el parámetro Z , que es la intensidad sísmica a la que está sujeta la estructura, la cual considera una relación del cortante basal de fluencia V_y obtenido del análisis de empuje lateral con la masa total MT multiplicada por la pseudoaceleración S_a (5.15). En este último parámetro Z , si existe un equilibrio en los valores calculados para la pseudoaceleración y el cortante basal respectivamente, entonces se puede tener una confiabilidad adecuada para el sistema estructural.

En la figura 5.6 se muestra el diagrama de flujo para el cálculo de la confiabilidad estructural. Cada proceso está identificado por la sección correspondiente al texto, para que sea más comprensible al lector.

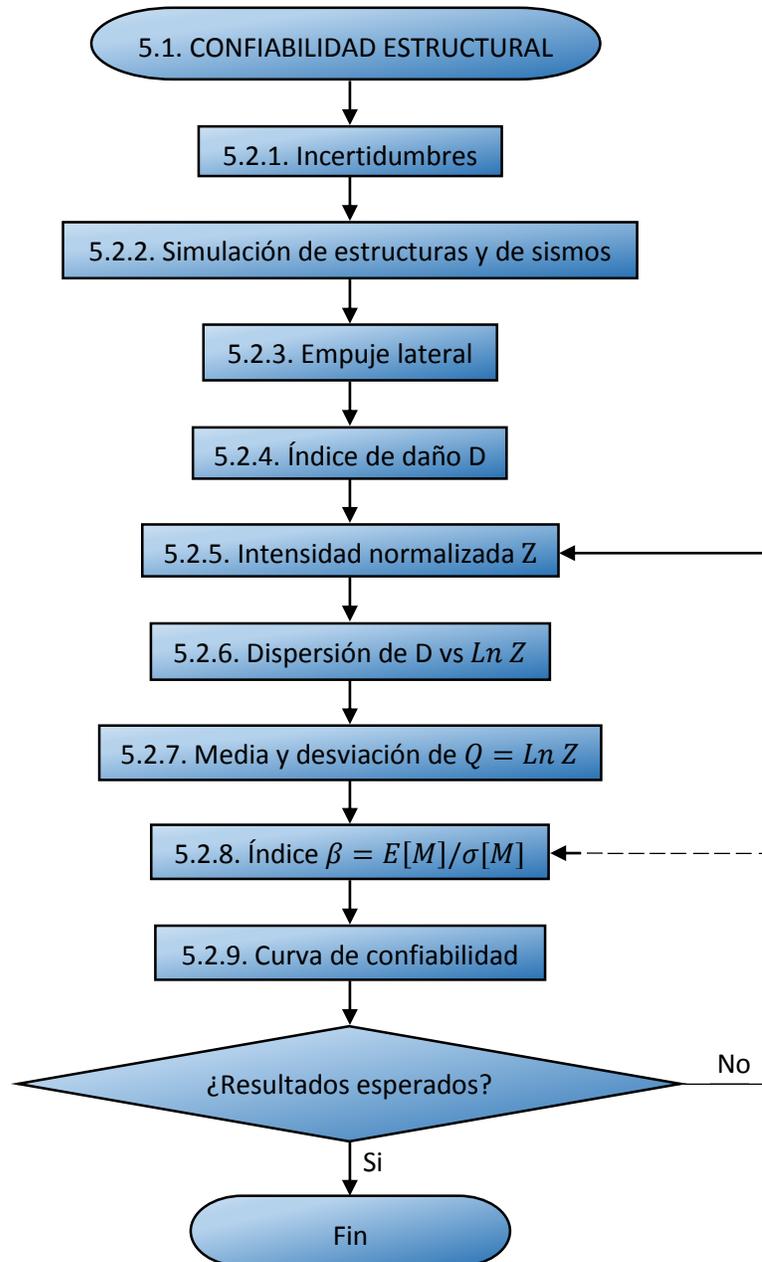


Figura 5.6 Diagrama de flujo para obtener la confiabilidad estructural.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

En este trabajo de tesis se obtuvieron respuestas sísmicas de 3 edificios de concreto reforzado, 11, 10 y 6 niveles que estuvieron sujetos a tres sismos (SCT, Sismo 2 y Sismo 1) respectivamente, y se compararon los resultados obtenidos en desplazamientos máximos de entrepiso y desplazamientos globales. El edificio de 11 niveles demostró ser un diseño rígido, debido a que sus elementos estructurales son robustos, mismo comportamiento que se obtuvo para el edificio de 6 niveles resultando esta última ser la estructura con los menores desplazamientos de las tres estructuras en estudio. El edificio de 10 niveles mostró ser de un comportamiento flexible siendo el que alcanzó por lo tanto desplazamientos mayores.

Se debe tomar en cuenta que para llegar a las respuestas sísmicas fue necesario aprender a modelar las estructuras, así como introducir la información necesaria al programa ECOgcW (Corona 2004) para realizar el análisis y diseño adecuado. Cuando se tiene un primer contacto con el programa la dificultad empieza después de que se dan las características generales del edificio, es decir, qué dimensionamiento se va a proponer en los elementos estructurales para cada uno de los sistemas estudiados. Se debe tener cuidado en la asignación de cargas, en sus respectivas combinaciones y la forma que actúan en las losas. Si lo anterior se cumple satisfactoriamente, entonces se revisa que el diseño pase por las normas correspondientes, y si no es así, se deberán proponer diferentes dimensionamientos en las secciones hasta llegar al diseño adecuado.

Después se usó el programa DRAIN 2D, en el que se modelan 2 marcos estructurales tomados de cada uno de los sistemas estudiados, esto con el fin de representarlos en 3D. Se obtuvieron las características principales de los marcos como se explica en el capítulo 4. Esto para poder determinar sus distintos comportamientos dinámicos mediante la aplicación de 3 sismos de diferentes intensidades mostrados en la figura 4.6. Para la aplicación de este programa es necesario entender su manual de uso y llenar el archivo de entrada como se muestra en la tabla 4.1. Por último una vez que se corre el programa es importante auxiliarse con los códigos del programa para interpretar los resultados obtenidos. Por todo lo anterior el llenado del archivo de entrada se debe realizar con mucha atención y cuidado para evitar los errores.

Se puede notar que a partir de la obtención de respuestas sísmicas es posible realizar distintas aplicaciones, entre ellas la confiabilidad estructural que es la que aquí nos ocupa. Esta aplicación es de gran importancia para conocer el desempeño que puede tener un edificio ante eventos sísmicos típicos de la zona, y que para esto es necesario obtener la curva de confiabilidad que se muestra en la figura 5.5, empleando una metodología como la que se explica en el capítulo 5. Concluyendo entonces que dicha curva relaciona el índice de confiabilidad β y Z que es la intensidad sísmica a la que está sujeta la estructura, por lo tanto esta curva indica que entre más grande sea el índice de confiabilidad menor será la probabilidad de falla de la estructura.

Debido a los temas que se estudian en este trabajo fue necesario reforzar conocimientos de probabilidad y estadística y de dinámica estructural, pues para diseñar una estructura con un

desempeño confiable ante intensidades sísmicas, se debe analizar primero el comportamiento de un grupo de edificios con características similares. Por lo anterior fue necesario auxiliarse mediante modelos probabilísticos, entre ellos las medidas de tendencia central, las medidas de dispersión, la distribución normal, la función de densidad de probabilidad y la función de probabilidad acumulada para poder determinar los parámetros que se explican en el capítulo 5, que son datos importantes para la realización de un diseño estructural confiable.

Es conveniente estudiar los conceptos básicos que se explican en el capítulo 2, debido a que la probabilidad y la estadística nos auxilia para encontrar la confiabilidad estructural, analizando cada una de las variables (sismos, resistencia, rigidez, daños, etc.) que intervienen en la estructura. La dinámica estructural nos ayuda a calcular las respuestas que en este caso fueron los desplazamientos.

REFERENCIAS

- Alamilla J. (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en la confiabilidad de estructuras aporticadas", Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Bazán E., Meli R. (2002), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México.
- Beer P., Cornwell J., Johnston R., (2010) "Mecánica vectorial para ingenieros, Dinámica", McGraw-Hill.
- Cornell C. A. (1969), "A probability-based structural code", ACI Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66 No. 12.
- Corona G. A. (2004), "ECOGcW-programa para análisis y diseño de edificios de concreto".
- Crisafulli F., Villafane E., (2002), "Espectros de respuesta y diseño", Universidad Nacional de Cuyo, Ingeniería Sismo-resistente.
- Esteva L., Ismael, E. (2004), "A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse", Proc. International Federation for information Processing, WG7.5 Working Conference, Banff, Canada.
- Flores T., (2003), "Estudio del control de rotulas plásticas en pórticos de concreto armado", Tesis de maestría, Pontificia Universidad del Perú. Lima-Perú.
- Kanaan A., And Powell G. H., (1973), "DRAIN 2D: general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures", Earthquake Engineering Research Center of California at Berkeley.
- Devore Jay L., (2008), "Probabilidad y estadística para ingenierías y ciencias" Séptima edición.
- Meli R., Rodriguez Mario., (1969), "Graficas para diseñar columnas de concreto reforzado" Versión actualizada del Apéndice del informe 176.
- Meli R., (1976) "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, México.
- Meli R., (2008), "Diseño estructural", Limusa, México.
- Myers H., Walpole R., (1992) "Probabilidad y estadística", McGraw-Hill.
- Pier J., Cornell, A. (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", ASCE Journal of the Structural Division.
- Reglamento de construcciones para el Distrito Federal., (2004), Trillas.
- Santiago E., (2009), "Comparación entre sistemas estructurales compuestos, tanto con elementos disipadores de energía como con muros y construidos en zonas sísmicas", Tesis de maestría, Programa de maestría y doctorado en ingeniería. Facultad de ingeniería, UNAM, México.
- Spiegel M. (1991), "Teoría y problemas de probabilidad y estadística", McGraw-Hill.

Referencias

Vargas G., González J., (2005), "Procedimiento para obtener gráficas momento-curvatura en vigas de concreto reforzado", Artículo de divulgación.

APÉNDICE

En este apéndice se encuentra el archivo de entrada completo del programa DRAIN 2D para el edificio de once niveles, en el cual se empleó el acelerograma SCT.

START STOP ARCHIVO DE PROPIEDADES NOMINALES

```

96 96 0 2 11 11 4 0 0 0
11 2 3 3 7 7 1 3
177181.250147900.970139089.180131340.150128213.460124624.110112324.330 85024.490
62033.100 43141.490 27788.300
350.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000 300.000
300.000 300.000 300.000
3350.000 2100.000
.483 .069 21.87 303769.60 59.09 .0000 23516.73 2566.75
1 .000 .000
2 700.000 .000
3 1400.000 .000
4 2100.000 .000
5 .000 350.000
6 700.000 350.000
7 1400.000 350.000
8 2100.000 350.000
9 .000 650.000
10 700.000 650.000
11 1400.000 650.000
12 2100.000 650.000
13 .000 950.000
14 700.000 950.000
15 1400.000 950.000
16 2100.000 950.000
17 .000 1250.000
18 700.000 1250.000
19 1400.000 1250.000
20 2100.000 1250.000
21 .000 1550.000
22 700.000 1550.000
23 1400.000 1550.000
24 2100.000 1550.000
25 .000 1850.000
26 700.000 1850.000
27 1400.000 1850.000
28 2100.000 1850.000
29 .000 2150.000
30 700.000 2150.000
31 1400.000 2150.000
32 2100.000 2150.000
33 .000 2450.000
34 700.000 2450.000
35 1400.000 2450.000
36 2100.000 2450.000
37 .000 2750.000
38 700.000 2750.000
39 1400.000 2750.000
40 2100.000 2750.000
41 .000 3050.000
42 700.000 3050.000
43 1400.000 3050.000
44 2100.000 3050.000
45 .000 3350.000
46 700.000 3350.000
47 1400.000 3350.000
48 2100.000 3350.000
49 .000 .000
50 700.000 .000
51 1400.000 .000
52 2100.000 .000
53 .000 350.000
54 700.000 350.000

```


Apéndice

8	.00	-7355.35	.00	0	0
9	.00	-7355.35	.00	0	0
10	.00	-11887.85	.00	0	0
11	.00	-11887.85	.00	0	0
12	.00	-7355.35	.00	0	0
13	.00	-7355.35	.00	0	0
14	.00	-11887.85	.00	0	0
15	.00	-11887.85	.00	0	0
16	.00	-7355.35	.00	0	0
17	.00	-7318.80	.00	0	0
18	.00	-11910.80	.00	0	0
19	.00	-11910.80	.00	0	0
20	.00	-7318.80	.00	0	0
21	.00	-7318.80	.00	0	0
22	.00	-11910.80	.00	0	0
23	.00	-11910.80	.00	0	0
24	.00	-7318.80	.00	0	0
25	.00	-7318.80	.00	0	0
26	.00	-11910.80	.00	0	0
27	.00	-11910.80	.00	0	0
28	.00	-7318.80	.00	0	0
29	.00	-7282.83	.00	0	0
30	.00	-11742.81	.00	0	0
31	.00	-11742.81	.00	0	0
32	.00	-7282.83	.00	0	0
33	.00	-6288.08	.00	0	0
34	.00	-10728.06	.00	0	0
35	.00	-10728.06	.00	0	0
36	.00	-6268.08	.00	0	0
37	.00	-6268.08	.00	0	0
38	.00	-10728.06	.00	0	0
39	.00	-10728.06	.00	0	0
40	.00	-6268.08	.00	0	0
41	.00	-5718.14	.00	0	0
42	.00	-10107.89	.00	0	0
43	.00	-10107.89	.00	0	0
44	.00	-5718.14	.00	0	0
45	.00	-5683.85	.00	0	0
46	.00	-10039.30	.00	0	0
47	.00	-10039.30	.00	0	0
48	.00	-5683.85	.00	0	0
53	.00	-14710.70	.00	0	0
54	.00	-23775.70	.00	0	0
55	.00	-23775.70	.00	0	0
56	.00	-14710.70	.00	0	0
57	.00	-14710.70	.00	0	0
58	.00	-23775.70	.00	0	0
59	.00	-23775.70	.00	0	0
60	.00	-14710.70	.00	0	0
61	.00	-14710.70	.00	0	0
62	.00	-23775.70	.00	0	0
63	.00	-23775.70	.00	0	0
64	.00	-14710.70	.00	0	0
65	.00	-14637.60	.00	0	0
66	.00	-23821.60	.00	0	0
67	.00	-23821.60	.00	0	0
68	.00	-14637.60	.00	0	0
69	.00	-14637.60	.00	0	0
70	.00	-23821.60	.00	0	0
71	.00	-23821.60	.00	0	0
72	.00	-14637.60	.00	0	0
73	.00	-14637.60	.00	0	0
74	.00	-23821.60	.00	0	0
75	.00	-23821.60	.00	0	0
76	.00	-14637.60	.00	0	0
77	.00	-14564.66	.00	0	0
78	.00	-23485.62	.00	0	0
79	.00	-23485.62	.00	0	0
80	.00	-14565.66	.00	0	0
81	.00	-12536.16	.00	0	0

Apéndice

```
82 .00 -21456.12 .00 0 0
83 .00 -21456.12 .00 0 0
84 .00 -12536.16 .00 0 0
85 .00 -12536.16 .00 0 0
86 .00 -21456.12 .00 0 0
87 .00 -21456.12 .00 0 0
88 .00 -12536.16 .00 0 0
89 .00 -11436.29 .00 0 0
90 .00 -20215.78 .00 0 0
91 .00 -20215.78 .00 0 0
92 .00 -11436.29 .00 0 0
93 .00 -11367.70 .00 0 0
94 .00 -20078.60 .00 0 0
95 .00 -20078.60 .00 0 0
96 .00 -11367.70 .00 0 0
4090 0 0 OSCTD.DAT
.9370616 .0000000 .0021489 .0000000
1 0 0 0 0 0 11 0 0 1 0 0 0
5 1 9 5 13 9 17 13 21 17
25 21 29 25 33 29 37 33 41 37
45 41
7 44 44 44 44 0 0
1 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
1 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
2 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
2 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
3 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
3 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
4 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
4 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
5 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
5 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
6 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
6 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
7 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
7 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
8 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
8 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
9 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
9 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
10 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
10 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
11 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
11 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
12 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
12 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
13 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
13 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
14 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
14 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
15 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
15 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
16 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
16 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
17 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
17 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
18 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
18 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
19 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
19 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
20 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
20 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
21 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
21 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
22 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
22 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
23 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
23 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
24 .7560E+12 .1180E+10 .491E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
24 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 80.0
```

Apéndice

25	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
25	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
26	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
26	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
27	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
27	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
28	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
28	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
29	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
29	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
30	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
30	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
31	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
31	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
32	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
32	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
33	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
33	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
34	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
34	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
35	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
35	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
36	.5836E+12	.1037E+10	.432E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
36	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	75.0
37	.3292E+12	.7793E+09	.324E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
37	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	65.0
38	.3292E+12	.7793E+09	.324E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
38	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	65.0
39	.3292E+12	.7793E+09	.324E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
39	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	65.0
40	.3292E+12	.7793E+09	.324E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
40	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	65.0
41	.2390E+12	.6640E+09	.276E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
41	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0
42	.2390E+12	.6640E+09	.276E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
42	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0
43	.2390E+12	.6640E+09	.276E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
43	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0
44	.2390E+12	.6640E+09	.276E+09	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000
44	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0
1	.000	.000	.000	-42.500				
2	.000	.000	.000	-42.500				
3	.000	.000	.000	-42.500				
4	.000	.000	.000	-42.500				
5	.000	.000	42.500	-42.500				
6	.000	.000	42.500	-42.500				
7	.000	.000	42.500	-42.500				
8	.000	.000	42.500	-42.500				
9	.000	.000	42.500	-42.500				
10	.000	.000	42.500	-42.500				
11	.000	.000	42.500	-42.500				
12	.000	.000	42.500	-42.500				
13	.000	.000	42.500	-42.500				
14	.000	.000	42.500	-42.500				
15	.000	.000	42.500	-42.500				
16	.000	.000	42.500	-42.500				
17	.000	.000	42.500	-42.500				
18	.000	.000	42.500	-42.500				
19	.000	.000	42.500	-42.500				
20	.000	.000	42.500	-42.500				
21	.000	.000	42.500	-42.500				
22	.000	.000	42.500	-42.500				
23	.000	.000	42.500	-42.500				
24	.000	.000	42.500	-42.500				
25	.000	.000	42.500	-42.500				
26	.000	.000	42.500	-42.500				
27	.000	.000	42.500	-42.500				
28	.000	.000	42.500	-42.500				
29	.000	.000	42.500	-37.500				
30	.000	.000	42.500	-37.500				

Apéndice

```
13 13 17 1 13 13 13 13 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
14 14 18 1 14 14 14 14 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
15 15 19 1 15 15 15 15 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
16 16 20 1 16 16 16 16 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
17 17 21 1 17 17 17 17 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
18 18 22 1 18 18 18 18 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
19 19 23 1 19 19 19 19 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
20 20 24 1 20 20 20 20 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
21 21 25 1 21 21 21 21 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
22 22 26 1 22 22 22 22 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
23 23 27 1 23 23 23 23 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
24 24 28 1 24 24 24 24 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
25 25 29 1 25 25 25 25 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
26 26 30 1 26 26 26 26 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
27 27 31 1 27 27 27 27 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
28 28 32 1 28 28 28 28 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
29 29 33 1 29 29 29 29 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
30 30 34 1 30 30 30 30 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
31 31 35 1 31 31 31 31 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
32 32 36 1 32 32 32 32 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
33 33 37 1 33 33 33 33 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
34 34 38 1 34 34 34 34 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
35 35 39 1 35 35 35 35 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
36 36 40 1 36 36 36 36 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
37 37 41 1 37 37 37 37 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
38 38 42 1 38 38 38 38 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
39 39 43 1 39 39 39 39 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
40 40 44 1 40 40 40 40 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
41 41 45 1 41 41 41 41 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
42 42 46 1 42 42 42 42 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
43 43 47 1 43 43 43 43 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
44 44 48 1 44 44 44 44 1 0 0 0 .00 .00 0 .00
7 33 33 33 66 33 0
1 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
1 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
2 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
2 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
3 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
3 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
4 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
4 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
5 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
5 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
6 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
6 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
7 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
7 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
8 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
8 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
9 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
9 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
10 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
10 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
11 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
11 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
12 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
12 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
13 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
13 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
14 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
14 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
15 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
15 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
16 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
16 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
17 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
17 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
18 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
18 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
19 .5097E+12 .7056E+09 .000E+00 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
```

Apéndice

19	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	85.0		
20	.5097E+12	.7056E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
20	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	85.0		
21	.5097E+12	.7056E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
21	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	85.0		
22	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
22	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
23	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
23	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
24	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
24	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
25	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
25	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
26	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
26	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
27	.2210E+12	.4519E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
27	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	70.0		
28	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
28	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
29	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
29	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
30	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
30	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
31	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
31	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
32	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
32	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
33	.1995E+12	.3320E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000		
33	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	60.0		
1	42.500	-42.500	.000	.000						
2	42.500	-42.500	.000	.000						
3	42.500	-42.500	.000	.000						
4	42.500	-42.500	.000	.000						
5	42.500	-42.500	.000	.000						
6	42.500	-42.500	.000	.000						
7	41.250	-41.250	.000	.000						
8	41.250	-41.250	.000	.000						
9	41.250	-41.250	.000	.000						
10	40.000	-40.000	.000	.000						
11	40.000	-40.000	.000	.000						
12	40.000	-40.000	.000	.000						
13	40.000	-40.000	.000	.000						
14	40.000	-40.000	.000	.000						
15	40.000	-40.000	.000	.000						
16	38.750	-38.750	.000	.000						
17	38.750	-38.750	.000	.000						
18	38.750	-38.750	.000	.000						
19	37.500	-37.500	.000	.000						
20	37.500	-37.500	.000	.000						
21	37.500	-37.500	.000	.000						
22	37.500	-37.500	.000	.000						
23	37.500	-37.500	.000	.000						
24	37.500	-37.500	.000	.000						
25	35.000	-35.000	.000	.000						
26	35.000	-35.000	.000	.000						
27	35.000	-35.000	.000	.000						
28	31.250	-31.250	.000	.000						
29	31.250	-31.250	.000	.000						
30	31.250	-31.250	.000	.000						
31	30.000	-30.000	.000	.000						
32	30.000	-30.000	.000	.000						
33	30.000	-30.000	.000	.000						
1	.155E+08	.246E+08	.000	.000	.0575	.0115	1.00	.067	3	
2	.148E+08	.238E+08	.000	.000	.0549	.0120	1.00	.067	3	
3	.155E+08	.246E+08	.000	.000	.0575	.0155	1.00	.067	3	
4	.160E+08	.256E+08	.000	.000	.0597	.0111	1.00	.067	3	
5	.169E+08	.255E+08	.000	.000	.0637	.0124	1.00	.067	3	
6	.165E+08	.244E+08	.000	.000	.0614	.0118	1.00	.067	3	
7	.156E+08	.253E+08	.000	.000	.0580	.0109	1.00	.067	3	
8	.160E+08	.250E+08	.000	.000	.0602	.0120	1.00	.067	3	

Apéndice

9	.116E+08	.239E+08	.000	.000	.0604	.0120	1.00	.067 3
10	.140E+08	.240E+08	.000	.000	.0528	.0107	1.00	.067 3
11	.150E+08	.239E+08	.000	.000	.0560	.0120	1.00	.067 3
12	.150E+08	.225E+08	.000	.000	.0558	.0123	1.00	.067 3
13	.123E+08	.227E+08	.000	.000	.0511	.0106	1.00	.067 3
14	.137E+08	.223E+08	.000	.000	.0524	.0111	1.00	.067 3
15	.136E+08	.210E+08	.000	.000	.0523	.0126	1.00	.067 3
16	.108E+08	.213E+08	.000	.000	.0509	.0105	1.00	.067 3
17	.122E+08	.211E+08	.000	.000	.0513	.0114	1.00	.067 3
18	.120E+08	.195E+08	.000	.000	.0513	.0126	1.00	.067 3
19	.992E+07	.205E+08	.000	.000	.0517	.0105	1.00	.067 3
20	.112E+08	.200E+08	.000	.000	.0511	.0117	1.00	.067 3
21	.111E+08	.190E+08	.000	.000	.0511	.0141	1.00	.067 3
22	.529E+07	.128E+08	.000	.000	.0646	.0067	1.00	.067 3
23	.633E+07	.134E+08	.000	.000	.0644	.0102	1.00	.067 3
24	.618E+07	.126E+08	.000	.000	.0643	.0143	1.00	.067 3
25	.491E+07	.124E+08	.000	.000	.0649	.0069	1.00	.067 3
26	.566E+07	.129E+08	.000	.000	.0649	.0126	1.00	.067 3
27	.561E+07	.121E+08	.000	.000	.0645	.0146	1.00	.067 3
28	.256E+07	.779E+07	.000	.000	.0797	.0049	1.00	.067 3
29	.271E+07	.789E+07	.000	.000	.0788	.0050	1.00	.067 3
30	.267E+07	.760E+07	.000	.000	.0801	.0056	1.00	.067 3
31	.204E+07	.696E+07	.000	.000	.0891	.0059	1.00	.067 3
32	.205E+07	.698E+07	.000	.000	.0888	.0059	1.00	.067 3
33	.203E+07	.679E+07	.000	.000	.0900	.0064	1.00	.067 3
34	.152E+08	.234E+08	.000	.000	.0567	.0111	1.00	.067 3
35	.148E+08	.237E+08	.000	.000	.0549	.0120	1.00	.067 3
36	.152E+08	.234E+08	.000	.000	.0567	.0111	1.00	.067 3
37	.165E+08	.244E+08	.000	.000	.0614	.0118	1.00	.067 3
38	.165E+08	.255E+08	.000	.000	.0613	.0121	1.00	.067 3
39	.160E+08	.256E+08	.000	.000	.0597	.0111	1.00	.067 3
40	.161E+08	.239E+08	.000	.000	.0604	.0120	1.00	.067 3
41	.159E+08	.250E+08	.000	.000	.0568	.0120	1.00	.067 3
42	.156E+08	.253E+08	.000	.000	.0580	.0109	1.00	.067 3
43	.150E+08	.225E+08	.000	.000	.0558	.0123	1.00	.067 3
44	.150E+08	.239E+08	.000	.000	.0560	.0120	1.00	.067 3
45	.140E+08	.240E+08	.000	.000	.0528	.0107	1.00	.067 3
46	.136E+08	.210E+08	.000	.000	.0523	.0126	1.00	.067 3
47	.137E+08	.223E+08	.000	.000	.0524	.0111	1.00	.067 3
48	.123E+08	.227E+08	.000	.000	.0511	.0106	1.00	.067 3
49	.120E+08	.195E+08	.000	.000	.0513	.0126	1.00	.067 3
50	.122E+08	.211E+08	.000	.000	.0513	.0114	1.00	.067 3
51	.108E+08	.213E+08	.000	.000	.0509	.0115	1.00	.067 3
52	.111E+08	.190E+08	.000	.000	.0511	.0141	1.00	.067 3
53	.112E+08	.200E+08	.000	.000	.0511	.0117	1.00	.067 3
54	.992E+07	.205E+08	.000	.000	.0517	.0105	1.00	.067 3
55	.618E+07	.126E+08	.000	.000	.0643	.0143	1.00	.067 3
56	.633E+07	.134E+08	.000	.000	.0644	.0102	1.00	.067 3
57	.529E+07	.128E+08	.000	.000	.0646	.0067	1.00	.067 3
58	.561E+07	.121E+08	.000	.000	.0645	.0146	1.00	.067 3
59	.566E+07	.129E+08	.000	.000	.0649	.0126	1.00	.067 3
60	.491E+07	.124E+08	.000	.000	.0649	.0069	1.00	.067 3
61	.267E+07	.760E+07	.000	.000	.0801	.0056	1.00	.067 3
62	.271E+07	.789E+07	.000	.000	.0788	.0050	1.00	.067 3
63	.256E+07	.779E+07	.000	.000	.0797	.0049	1.00	.067 3
64	.203E+07	.679E+07	.000	.000	.0900	.0064	1.00	.067 3
65	.205E+07	.698E+07	.000	.000	.0888	.0059	1.00	.067 3
66	.204E+07	.696E+07	.000	.000	.0891	.0059	1.00	.067 3
1	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
2	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
3	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
4	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
5	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
6	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
7	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
8	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
9	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
10	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
11	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
12	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00

Apéndice

```
13 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
14 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
15 0 .00E+00 .56E+04 .66E+06 .00E+00 .56E+04 -.66E+06 .00E+00
16 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
17 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
18 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
19 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
20 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
21 0 .00E+00 .57E+04 .66E+06 .00E+00 .57E+04 -.66E+06 .00E+00
22 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
23 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
24 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
25 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
26 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
27 0 .00E+00 .49E+04 .57E+06 .00E+00 .49E+04 -.57E+06 .00E+00
28 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
29 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
30 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
31 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
32 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
33 0 .00E+00 .45E+04 .53E+06 .00E+00 .45E+04 -.53E+06 .00E+00
1 5 6 1 1 1 1 34 1 0 1 0 1.00 .00 0 .00
2 6 7 1 2 2 2 35 1 0 2 0 1.00 .00 0 .00
3 7 8 1 3 3 3 36 1 0 3 0 1.00 .00 0 .00
4 9 10 1 4 4 4 37 1 0 4 0 1.00 .00 0 .00
5 10 11 1 5 5 5 38 1 0 5 0 1.00 .00 0 .00
6 11 12 1 6 6 6 39 1 0 6 0 1.00 .00 0 .00
7 13 14 1 7 7 7 40 1 0 7 0 1.00 .00 0 .00
8 14 15 1 8 8 8 41 1 0 8 0 1.00 .00 0 .00
9 15 16 1 9 9 9 42 1 0 9 0 1.00 .00 0 .00
10 17 18 1 10 10 10 43 1 0 10 0 1.00 .00 0 .00
11 18 19 1 11 11 11 44 1 0 11 0 1.00 .00 0 .00
12 19 20 1 12 12 12 45 1 0 12 0 1.00 .00 0 .00
13 21 22 1 13 13 13 46 1 0 13 0 1.00 .00 0 .00
14 22 23 1 14 14 14 47 1 0 14 0 1.00 .00 0 .00
15 23 24 1 15 15 15 48 1 0 15 0 1.00 .00 0 .00
16 25 26 1 16 16 16 49 1 0 16 0 1.00 .00 0 .00
17 26 27 1 17 17 17 50 1 0 17 0 1.00 .00 0 .00
18 27 28 1 18 18 18 51 1 0 18 0 1.00 .00 0 .00
19 29 30 1 19 19 19 52 1 0 19 0 1.00 .00 0 .00
20 30 31 1 20 20 20 53 1 0 20 0 1.00 .00 0 .00
21 31 32 1 21 21 21 54 1 0 21 0 1.00 .00 0 .00
22 33 34 1 22 22 22 55 1 0 22 0 1.00 .00 0 .00
23 34 35 1 23 23 23 56 1 0 23 0 1.00 .00 0 .00
24 35 36 1 24 24 24 57 1 0 24 0 1.00 .00 0 .00
25 37 38 1 25 25 25 58 1 0 25 0 1.00 .00 0 .00
26 38 39 1 26 26 26 59 1 0 26 0 1.00 .00 0 .00
27 39 40 1 27 27 27 60 1 0 27 0 1.00 .00 0 .00
28 41 42 1 28 28 28 61 1 0 28 0 1.00 .00 0 .00
29 42 43 1 29 29 29 62 1 0 29 0 1.00 .00 0 .00
30 43 44 1 30 30 30 63 1 0 30 0 1.00 .00 0 .00
31 45 46 1 31 31 31 64 1 0 31 0 1.00 .00 0 .00
32 46 47 1 32 32 32 65 1 0 32 0 1.00 .00 0 .00
33 47 48 1 33 33 33 66 1 0 33 0 1.00 .00 0 .00
7 44 44 44 44 0 0
1 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
1 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
2 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
2 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
3 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
3 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
4 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
4 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
5 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
5 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
6 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
6 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
7 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
7 .000 .000 .000 .000 .000 .000 1.000 85.0
8 .9629E+12 .1332E+10 .555E+09 4.00 4.00 2.00 .030000 .030000
```


Apéndice

24	.155E+08	.155E+08	.000	.000	.0128	.0128	1.00	.067	3						
25	.120E+08	.120E+08	.000	.000	.0146	.0146	1.00	.067	3						
26	.145E+08	.145E+08	.000	.000	.0120	.0120	1.00	.067	3						
27	.145E+08	.145E+08	.000	.000	.0120	.0120	1.00	.067	3						
28	.128E+08	.128E+08	.000	.000	.0141	.0141	1.00	.067	3						
29	.854E+07	.854E+07	.000	.000	.0152	.0152	1.00	.067	3						
30	.135E+08	.135E+07	.000	.000	.0130	.0130	1.00	.067	3						
31	.135E+08	.135E+07	.000	.000	.0130	.0130	1.00	.067	3						
32	.837E+07	.837E+07	.000	.000	.0129	.0129	1.00	.067	3						
33	.106E+08	.106E+08	.000	.000	.0153	.0153	1.00	.067	3						
34	.124E+08	.124E+08	.000	.000	.0146	.0146	1.00	.067	3						
35	.124E+08	.124E+08	.000	.000	.0146	.0146	1.00	.067	3						
36	.111E+08	.111E+08	.000	.000	.0152	.0152	1.00	.067	3						
37	.663E+07	.663E+07	.000	.000	.0169	.0169	1.00	.067	3						
38	.778E+07	.778E+07	.000	.000	.0166	.0166	1.00	.067	3						
39	.778E+07	.778E+07	.000	.000	.0166	.0166	1.00	.067	3						
40	.700E+07	.700E+07	.000	.000	.0169	.0169	1.00	.067	3						
41	.482E+07	.482E+07	.000	.000	.0177	.0177	1.00	.067	3						
42	.544E+07	.544E+07	.000	.000	.0182	.0182	1.00	.067	3						
43	.544E+07	.544E+07	.000	.000	.0182	.0182	1.00	.067	3						
44	.503E+07	.503E+07	.000	.000	.0181	.0181	1.00	.067	3						
1	49	53	1	1	1	1	1	0	0	0	.00	.00	0	.00	
2	50	54	1	2	2	2	2	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
3	51	55	1	3	3	3	3	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
4	52	56	1	4	4	4	4	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
5	53	57	1	5	5	5	5	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
6	54	58	1	6	6	6	6	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
7	55	59	1	7	7	7	7	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
8	56	60	1	8	8	8	8	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
9	57	61	1	9	9	9	9	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
10	58	62	1	10	10	10	10	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
11	59	63	1	11	11	11	11	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
12	60	64	1	12	12	12	12	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
13	61	65	1	13	13	13	13	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
14	62	66	1	14	14	14	14	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
15	63	67	1	15	15	15	15	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
16	64	68	1	16	16	16	16	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
17	65	69	1	17	17	17	17	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
18	66	70	1	18	18	18	18	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
19	67	71	1	19	19	19	19	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
20	68	72	1	20	20	20	20	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
21	69	73	1	21	21	21	21	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
22	70	74	1	22	22	22	22	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
23	71	75	1	23	23	23	23	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
24	72	76	1	24	24	24	24	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
25	73	77	1	25	25	25	25	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
26	74	78	1	26	26	26	26	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
27	75	79	1	27	27	27	27	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
28	76	80	1	28	28	28	28	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
29	77	81	1	29	29	29	29	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
30	78	82	1	30	30	30	30	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
31	79	83	1	31	31	31	31	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
32	80	84	1	32	32	32	32	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
33	81	85	1	33	33	33	33	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
34	82	86	1	34	34	34	34	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
35	83	87	1	35	35	35	35	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
36	84	88	1	36	36	36	36	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
37	85	89	1	37	37	37	37	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
38	86	90	1	38	38	38	38	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
39	87	91	1	39	39	39	39	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
40	88	92	1	40	40	40	40	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
41	89	93	1	41	41	41	41	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
42	90	94	1	42	42	42	42	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
43	91	95	1	43	43	43	43	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
44	92	96	1	44	44	44	44	1	0	0	0	.00	.00	0	.00
7	33	33	33	66	33	0									
1	.5097E+12	.7056E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000							
1	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	85.0						
2	.5097E+12	.7056E+09	.000E+00	4.00	4.00	2.00	.030000	.030000							
2	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	85.0						

Apéndice

9	41.250	-41.250	.000	.000					
10	40.000	-40.000	.000	.000					
11	40.000	-40.000	.000	.000					
12	40.000	-40.000	.000	.000					
13	40.000	-40.000	.000	.000					
14	40.000	-40.000	.000	.000					
15	40.000	-40.000	.000	.000					
16	38.750	-38.750	.000	.000					
17	38.750	-38.750	.000	.000					
18	38.750	-38.750	.000	.000					
19	37.500	-37.500	.000	.000					
20	37.500	-37.500	.000	.000					
21	37.500	-37.500	.000	.000					
22	37.500	-37.500	.000	.000					
23	37.500	-37.500	.000	.000					
24	37.500	-37.500	.000	.000					
25	35.000	-35.000	.000	.000					
26	35.000	-35.000	.000	.000					
27	35.000	-35.000	.000	.000					
28	31.250	-31.250	.000	.000					
29	31.250	-31.250	.000	.000					
30	31.250	-31.250	.000	.000					
31	30.000	-30.000	.000	.000					
32	30.000	-30.000	.000	.000					
33	30.000	-30.000	.000	.000					
1	.120E+08	.230E+08	.000	.000	.0503	.0104	1.00	.067	3
2	.115E+08	.223E+08	.000	.000	.0502	.0103	1.00	.067	3
3	.120E+08	.223E+08	.000	.000	.0504	.0110	1.00	.067	3
4	.123E+08	.240E+08	.000	.000	.0505	.0092	1.00	.067	3
5	.128E+08	.236E+08	.000	.000	.0510	.0102	1.00	.067	3
6	.134E+08	.230E+08	.000	.000	.0513	.0116	1.00	.067	3
7	.118E+08	.238E+08	.000	.000	.0504	.0089	1.00	.067	3
8	.126E+08	.233E+08	.000	.000	.0510	.0104	1.00	.067	3
9	.647E+07	.107E+08	.000	.000	.0797	.0265	1.00	.067	3
10	.105E+08	.228E+08	.000	.000	.0502	.0088	1.00	.067	3
11	.175E+08	.224E+08	.000	.000	.0506	.0104	1.00	.067	3
12	.121E+08	.208E+08	.000	.000	.0507	.0115	1.00	.067	3
13	.885E+07	.216E+08	.000	.000	.0513	.0085	1.00	.067	3
14	.107E+08	.214E+08	.000	.000	.0503	.0107	1.00	.067	3
15	.112E+08	.195E+08	.000	.000	.0505	.0118	1.00	.067	3
16	.748E+07	.205E+08	.000	.000	.0523	.0083	1.00	.067	3
17	.966E+07	.204E+08	.000	.000	.0513	.0107	1.00	.067	3
18	.101E+08	.183E+08	.000	.000	.0506	.0123	1.00	.067	3
19	.674E+07	.198E+08	.000	.000	.0533	.0083	1.00	.067	3
20	.848E+07	.193E+08	.000	.000	.0519	.0104	1.00	.067	3
21	.903E+07	.174E+08	.000	.000	.0518	.0126	1.00	.067	3
22	.415E+07	.126E+08	.000	.000	.0642	.0053	1.00	.067	3
23	.445E+07	.126E+08	.000	.000	.0642	.0061	1.00	.067	3
24	.467E+07	.120E+08	.000	.000	.0633	.0099	1.00	.067	3
25	.396E+07	.123E+08	.000	.000	.0647	.0056	1.00	.067	3
26	.390E+07	.120E+08	.000	.000	.0648	.0062	1.00	.067	3
27	.491E+07	.116E+08	.000	.000	.0644	.0099	1.00	.067	3
28	.277E+07	.818E+07	.000	.000	.0767	.0044	1.00	.067	3
29	.270E+07	.808E+07	.000	.000	.0775	.0045	1.00	.067	3
30	.242E+07	.765E+07	.000	.000	.0813	.0049	1.00	.067	3
31	.229E+07	.742E+07	.000	.000	.0840	.0052	1.00	.067	3
32	.228E+07	.741E+07	.000	.000	.0841	.0052	1.00	.067	3
33	.210E+07	.712E+07	.000	.000	.0875	.0056	1.00	.067	3
34	.120E+08	.223E+08	.000	.000	.0504	.0110	1.00	.067	3
35	.115E+08	.223E+08	.000	.000	.0502	.0103	1.00	.067	3
36	.120E+08	.230E+08	.000	.000	.0503	.0104	1.00	.067	3
37	.134E+08	.230E+08	.000	.000	.0513	.0116	1.00	.067	3
38	.128E+08	.236E+08	.000	.000	.0510	.0102	1.00	.067	3
39	.185E+08	.259E+08	.000	.000	.0719	.0178	1.00	.067	3
40	.132E+08	.224E+07	.000	.000	.0512	.0121	1.00	.067	3
41	.126E+08	.233E+08	.000	.000	.0510	.0104	1.00	.067	3
42	.586E+07	.113E+08	.000	.000	.0788	.0207	1.00	.067	3
43	.121E+08	.208E+08	.000	.000	.0507	.0115	1.00	.067	3
44	.175E+08	.224E+08	.000	.000	.0506	.0104	1.00	.067	3
45	.105E+08	.228E+08	.000	.000	.0502	.0088	1.00	.067	3

Apéndice

46	.112E+08	.195E+08	.000	.000	.0505	.0118	1.00	.067 3
47	.107E+08	.214E+08	.000	.000	.0503	.0107	1.00	.067 3
48	.885E+07	.216E+08	.000	.000	.0513	.0085	1.00	.067 3
49	.101E+08	.183E+08	.000	.000	.0506	.0123	1.00	.067 3
50	.966E+07	.204E+08	.000	.000	.0513	.0107	1.00	.067 3
51	.748E+07	.205E+08	.000	.000	.0523	.0083	1.00	.067 3
52	.903E+07	.174E+08	.000	.000	.0518	.0126	1.00	.067 3
53	.848E+07	.193E+08	.000	.000	.0519	.0104	1.00	.067 3
54	.674E+07	.198E+08	.000	.000	.0533	.0083	1.00	.067 3
55	.476E+07	.120E+08	.000	.000	.0633	.0099	1.00	.067 3
56	.445E+07	.126E+08	.000	.000	.0642	.0061	1.00	.067 3
57	.415E+07	.126E+08	.000	.000	.0642	.0053	1.00	.067 3
58	.419E+07	.116E+08	.000	.000	.0644	.0099	1.00	.067 3
59	.390E+07	.120E+08	.000	.000	.0648	.0062	1.00	.067 3
60	.396E+07	.123E+08	.000	.000	.0647	.0056	1.00	.067 3
61	.242E+07	.765E+07	.000	.000	.0813	.0049	1.00	.067 3
62	.270E+07	.808E+07	.000	.000	.0775	.0045	1.00	.067 3
63	.277E+07	.818E+07	.000	.000	.0767	.0044	1.00	.067 3
64	.210E+07	.712E+07	.000	.000	.0875	.0056	1.00	.067 3
65	.228E+07	.741E+07	.000	.000	.0841	.0052	1.00	.067 3
66	.229E+07	.742E+07	.000	.000	.0840	.0052	1.00	.067 3
1	0	.00E+00	.56E+0	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
2	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
3	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
4	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
5	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
6	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
7	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
8	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
9	0	.00E+00	.53E+04	.62E+06	.00E+00	.53E+04	-.62E+06	.00E+00
10	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
11	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
12	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
13	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
14	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
15	0	.00E+00	.56E+04	.66E+06	.00E+00	.56E+04	-.66E+06	.00E+00
16	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
17	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
18	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
19	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
20	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
21	0	.00E+00	.57E+04	.66E+06	.00E+00	.57E+04	-.66E+06	.00E+00
22	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
23	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
24	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
25	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
26	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
27	0	.00E+00	.49E+04	.57E+06	.00E+00	.49E+04	-.57E+06	.00E+00
28	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
29	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
30	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
31	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
32	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
33	0	.00E+00	.45E+04	.53E+06	.00E+00	.45E+04	-.53E+06	.00E+00
1	53	54	1	1	1	34	1	0 1 0 1.00 .00 0 .00
2	54	55	1	2	2	35	1	0 2 0 1.00 .00 0 .00
3	55	56	1	3	3	36	1	0 3 0 1.00 .00 0 .00
4	57	58	1	4	4	37	1	0 4 0 1.00 .00 0 .00
5	58	59	1	5	5	38	1	0 5 0 1.00 .00 0 .00
6	59	60	1	6	6	39	1	0 6 0 1.00 .00 0 .00
7	61	62	1	7	7	40	1	0 7 0 1.00 .00 0 .00
8	62	63	1	8	8	41	1	0 8 0 1.00 .00 0 .00
9	63	64	1	9	9	42	1	0 9 0 1.00 .00 0 .00
10	65	66	1	10	10	43	1	0 10 0 1.00 .00 0 .00
11	66	67	1	11	11	44	1	0 11 0 1.00 .00 0 .00
12	67	68	1	12	12	45	1	0 12 0 1.00 .00 0 .00
13	69	70	1	13	13	46	1	0 13 0 1.00 .00 0 .00
14	70	71	1	14	14	47	1	0 14 0 1.00 .00 0 .00
15	71	72	1	15	15	48	1	0 15 0 1.00 .00 0 .00
16	73	74	1	16	16	49	1	0 16 0 1.00 .00 0 .00

Apéndice

```
17 74 75 1 17 17 17 50 1 0 17 0 1.00 .00 0 .00
18 75 76 1 18 18 18 51 1 0 18 0 1.00 .00 0 .00
19 77 78 1 19 19 19 52 1 0 19 0 1.00 .00 0 .00
20 78 79 1 20 20 20 53 1 0 20 0 1.00 .00 0 .00
21 79 80 1 21 21 21 54 1 0 21 0 1.00 .00 0 .00
22 81 82 1 22 22 22 55 1 0 22 0 1.00 .00 0 .00
23 82 83 1 23 23 23 56 1 0 23 0 1.00 .00 0 .00
24 83 84 1 24 24 24 57 1 0 24 0 1.00 .00 0 .00
25 85 86 1 25 25 25 58 1 0 25 0 1.00 .00 0 .00
26 86 87 1 26 26 26 59 1 0 26 0 1.00 .00 0 .00
27 87 88 1 27 27 27 60 1 0 27 0 1.00 .00 0 .00
28 89 90 1 28 28 28 61 1 0 28 0 1.00 .00 0 .00
29 90 91 1 29 29 29 62 1 0 29 0 1.00 .00 0 .00
30 91 92 1 30 30 30 63 1 0 30 0 1.00 .00 0 .00
31 92 93 1 31 31 31 64 1 0 31 0 1.00 .00 0 .00
32 93 94 1 32 32 32 65 1 0 32 0 1.00 .00 0 .00
33 95 96 1 33 33 33 66 1 0 33 0 1.00 .00 0 .00
1.00000000E+99 1.00000000E+99 1.00000000E-99
1.00000000E+99 1.00000000E+99 1.00000000E-99
STOP
```