

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE
RESPUESTA PARA EDIFICIOS DISEÑADOS CON LA NORMA
TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO CON SISTEMA DE MARCOS
DE CONCRETO REFORZADO”**

PRESENTADO POR:

ROLANDO JOSÉ ALVARADO FUNES
WALTER ALEXANDER CRUZ LAZO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2006.

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	
CAPÍTULO 1: ANTEPROYECTO.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema	5
1.3 Objetivos	6
1.4 Alcances	7
1.5 Limitaciones	7
1.6 Justificaciones	8
1.7 Metodología de la evaluación	9
CAPÍTULO 2: ESTUDIO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	11
2.1 Materiales	11
2.2 Comportamiento sísmico de marcos	26
2.3 Estudio del factor de modificación de respuesta	33
2.4 Estrategia de cálculo por medio del método de elementos finitos	53
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS.....	63
3.1 Norma Técnica de Diseño por Sismo.	63
3.2 Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto reforzado	73
3.3 Desarrollo de los Reglamentos Sísmicos	78
3.4 Diseño de edificios de tres, cinco y ocho niveles aplicando la normativa salvadoreña vigente, utilizando el programa ETABS	85
3.5 Datos introducidos al programa ETABS	101
CAPÍTULO 4 : DETERMINACIÓN Y COMPARACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.....	105
4.1 Herramienta Analítica	105
4.2 Procedimiento de entrada de datos	106
4.3 Análisis de resultados	129
CAPÍTULO 5 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	138
5.1 Conclusiones	138
5.2 Recomendaciones	142
ANEXOS	

INTRODUCCIÓN.

En la presente investigación se establecerá, por medio de análisis numéricos exactos, el grado de respuesta que las estructuras presentan ante los efectos de las excitaciones sísmicas. Consideramos esto como un punto importante a tomar en cuenta en el diseño de edificaciones en nuestro país, ya que éste presenta una actividad sísmica muy alta, la cual queda evidenciada en las historias de los últimos 40 años, en los que se han presentado cuatro terremotos (Mayo 1965, Octubre 1986, Enero y Febrero de 2001) que han dejado tanto pérdidas económicas como humanas.

Con la intención de reducir pérdidas humanas y económicas cuando se produce un sismo, se conformaron comités que normalizaran el diseño de los edificios, los que a través del tiempo han ido evolucionando y perfeccionando hasta llegar a nuestra normativa vigente: “Norma Técnica de Diseño por Sismo” (NTDS). En ella, los proyectistas se encuentran regidos por los criterios establecidos para que las estructuras tengan un nivel de seguridad aceptable.

Entre los criterios de diseño establecidos se encuentra el factor de modificación de respuesta de la estructura, el cual depende del sistema estructural sismo resistente adoptado. Pero este factor no presenta una base numérica y experimental que lo sustente, sino que ha sido obtenido más bien por métodos empíricos que por un estudio detallado.

Con el desarrollo de esta investigación, se mostrarán criterios que pueden ser utilizados para evaluar la respuesta estructural de las edificaciones ante sismos. Específicamente, se evaluará el valor del factor de modificación de respuesta obtenido para una estructura sometida a un sismo en particular. Esto mediante la aplicación de un análisis dinámico incremental, es decir, se incrementará la intensidad del sismo hasta un valor que será considerado como el colapso de la estructura, y del cual obtendremos el valor de la aceleración espectral de colapso. Esta aceleración será dividida entre la aceleración de diseño de la NTDS para obtener el valor de R de esa estructura en particular.

Los valores del factor de modificación de respuesta obtenidos por medio de la relación anteriores serán comparados contra los criterios de la normativa salvadoreña, de lo que concluiremos si el factor de modificación de respuesta de la estructura es adecuado para el diseño de construcciones sismo resistentes.

CAPÍTULO 2

2.1. MATERIALES.

2.1.1. CONCRETO NO CONFINADO.

Las características del concreto no confinado son descritas en la gráfica de la relación esfuerzo-deformación unitaria que es presentada en la Fig. 2.1. Se puede notar que el comportamiento es frágil tanto en tensión como en compresión, y que su resistencia a tensión es muy limitada (aproximadamente del 10% de la resistencia a la compresión). La resistencia a compresión, f'_c , es obtenida por medio de pruebas de cilindros estándar a una edad de 28 días. El módulo de elasticidad inicial, E_c , depende de la calidad de los agregados, del peso volumétrico del concreto y de la velocidad de aplicación de la carga. Las expresiones para el cálculo del módulo de elasticidad propuestas por la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, relacionan dicho módulo de elasticidad con la resistencia a la compresión de la siguiente manera

$$E_c = 0.14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad ; \text{ donde } f'_c \text{ está en } kg/cm^2. \quad (2.1)$$

Para valores de w_c comprendidos entre 1,400 y 2,500 kg/cm^2 . Para concreto de peso volumétrico normal ($w_c = 2,300 \text{ } kg/cm^2$),

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

El valor a utilizar en esta investigación se calcula de la siguiente manera:

$$E_c = 15,000 \sqrt{280}$$

$$E_c = 250998 \text{ kg/cm}^2 \text{ ó}$$

$$E_c = 25099.8 \text{ MPa.}$$

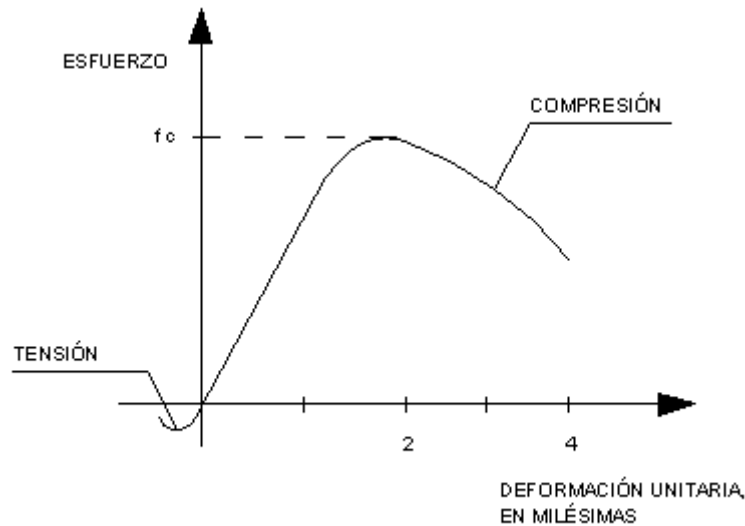


Fig. 2.1. Curva típica de la relación esfuerzo- deformación del concreto no confinado.

El esfuerzo máximo a compresión se alcanza para deformaciones unitarias cercanas a 0.002 y la falla por aplastamiento (crushing) se da para deformaciones entre 0.003 y 0.004. Debe observarse que para concretos de mayor resistencia a la compresión se experimenta una reducción en la deformación unitaria para el valor máximo de f_c y para la deformación unitaria que provoca la falla por aplastamiento (Fig. 2.2).

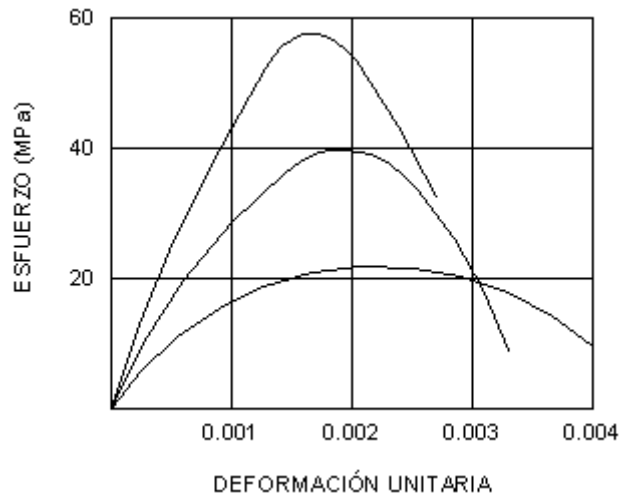


Fig. 2.2. Curvas típicas esfuerzo-deformación para concretos con diferentes resistencias.

Las cargas repetidas a compresión de elevada intensidad, producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. La Fig. 2.3 muestra los ciclos de histéresis obtenidos por Sinha et al. (1964) para tasas lentas de deformación. Esas pruebas indican que la curva envolvente es casi idéntica a la curva obtenida con una sola aplicación continua de carga. Este resultado ha sido de gran ayuda para la modelación del comportamiento histerético del concreto reforzado. (Park y Paulay, 1994).

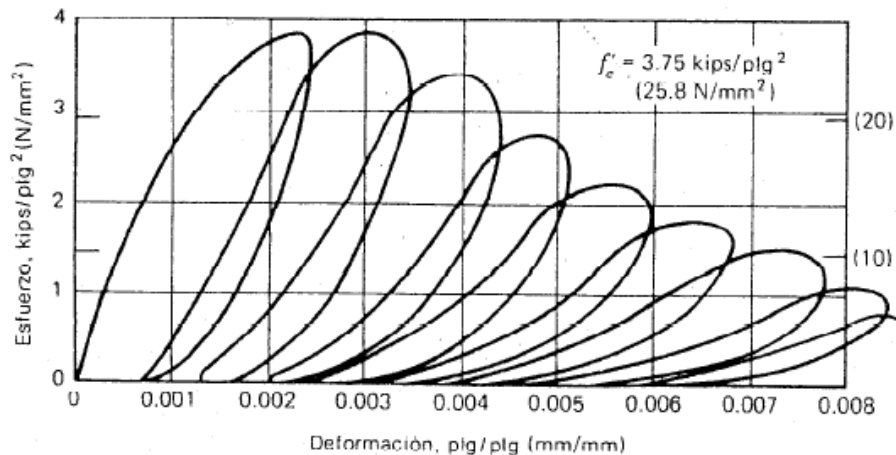


Fig. 2.3. Degradación del concreto ante cargas repetidas con alto nivel de esfuerzos.

Como se dijo anteriormente, el comportamiento propio del concreto es frágil, pero este puede ser reducido ó eliminado manteniendo bajos los esfuerzos de compresión en el concreto y diseñando y reforzando los elementos de manera que su capacidad esté regida por la resistencia del acero de refuerzo (Meli, Bazán,1985).

Otra manera de proporcionar ductilidad al concreto es mediante un efectivo confinamiento, el cuál será descrito en la sección siguiente.

2.1.2. CONCRETO CONFINADO.

Como se dijo anteriormente, la manera más efectiva de proporcionar ductilidad al concreto es mediante la provisión de suficiente refuerzo transversal ya sea en forma de espirales ó arreglos de acero rectangulares. Esta se vuelve una consideración de diseño importante para proporcionar la ductilidad necesaria en las regiones de rótulas plásticas en los elementos de concreto reforzado y también, para asegurar la redistribución de momentos entre los miembros de los marcos de concreto reforzado.

Muchos investigadores en el pasado (Mander, 1984; Scott, 1982; Sheik y Uzumeri, 1980; entre otros), llevaron a cabo numerosas pruebas y demostraron que dicho confinamiento puede ser mejorado de varias maneras:

1. Si el refuerzo transversal es colocado a un espaciamiento relativamente pequeño.
2. Si se incluyen estribos ó grapas suplementarias a través de la sección.
3. Si las varillas longitudinales están bien distribuidas alrededor del perímetro de la sección.
4. Si el volumen de refuerzo transversal al volumen de la sección de concreto es incrementado.
5. Si el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal es incrementado.
6. Si son usados estribos circulares ó espirales en vez de arreglos rectangulares de estribos con ó sin grapas.

En nuestra investigación usaremos la Aproximación Unificada de Esfuerzo-Deformación propuesta por Mander (1984) para el análisis del concreto confinado, la cuál es descrita a continuación.

2.1.2.1. Procedimiento para la obtención de parámetros del concreto confinado.

A continuación describiremos las fórmulas y los parámetros del comportamiento del concreto confinado que serán utilizadas en nuestros análisis. Para ello nos basaremos en el estudio particular de una sección tipo de columna, la cual es parte de nuestros edificios diseñados. La columna a estudiar será la correspondiente a la sección del primer nivel del edificio de 5 niveles que fue determinada en el Capítulo 3 de la investigación y puede ser vista en la Figura 2.5.

(a) Comportamiento del Concreto Confinado.

Como se vio en la sección 2.1.1. el comportamiento del concreto puede ser descrito mediante una curva esfuerzo-deformación como la de la figura que se presenta a continuación. Esta relación esfuerzo-deformación ha sido propuesta por Mander et al. (1984) y es aplicable tanto secciones con refuerzo transversal circular como rectangular.

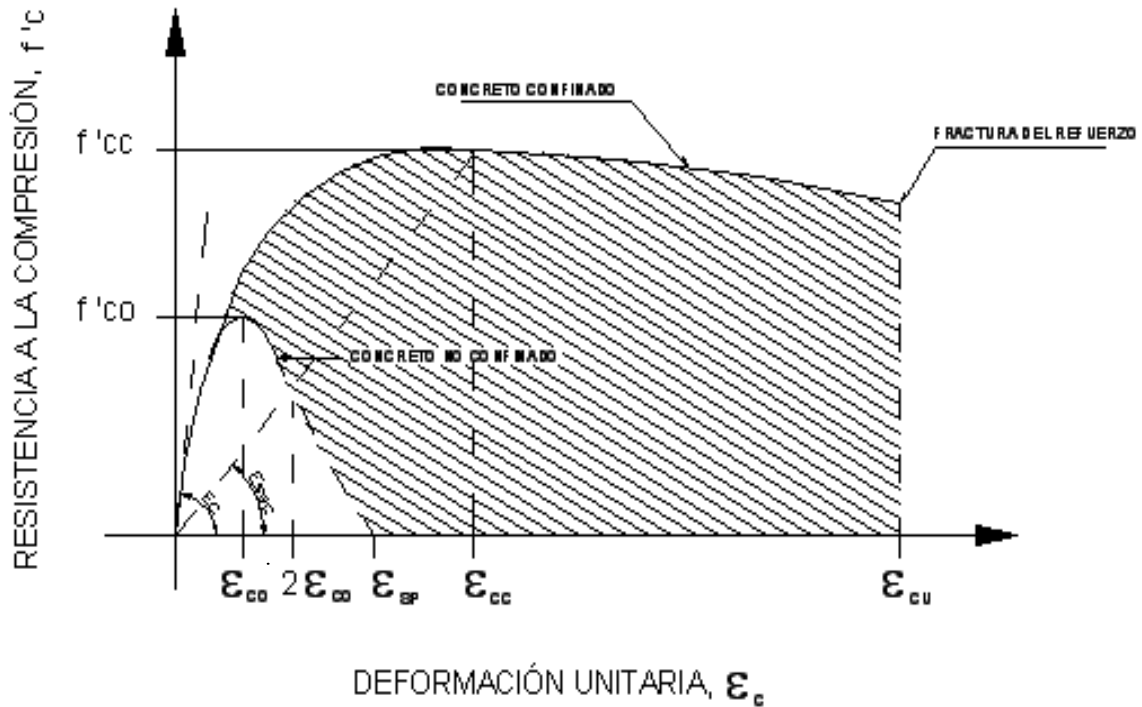


Fig. 2.4. Modelo esfuerzo-deformación propuesto para cargas monotónicas para concreto confinado y no confinado.

Los términos presentados en la gráfica son descritos a continuación:

f'_{co} = Resistencia a la compresión del concreto no confinado (Sección 2.1.1).

f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado.

ϵ'_{co} = Deformación unitaria correspondiente a la resistencia a compresión del concreto no

confinado; generalmente tomado como 0.002 (Sección 2.1.1).

ϵ_{sp} = Deformación unitaria de aplastamiento.

ϵ_{cc} = Deformación unitaria correspondiente a la máxima resistencia a la compresión del concreto confinado.

ϵ_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado.

Para definir el comportamiento de esfuerzo-deformación del concreto de recubrimiento (no confinado) la porción de la rama descendente en la región donde $\epsilon_c > 2\epsilon_{co}$ se asume como una línea recta que alcanza un esfuerzo de cero en la deformación de aplastamiento, ϵ_{sp} .

Para la obtención de algunos de estos valores serán necesarios los cálculos de otros términos ajenos a dicha gráfica, los cuales serán estudiados en su momento de aplicación.

Como se dijo al inicio de esta sección la sección a utilizar es la columna de primer nivel para el edificio de 5 niveles la cual se detalla a continuación:

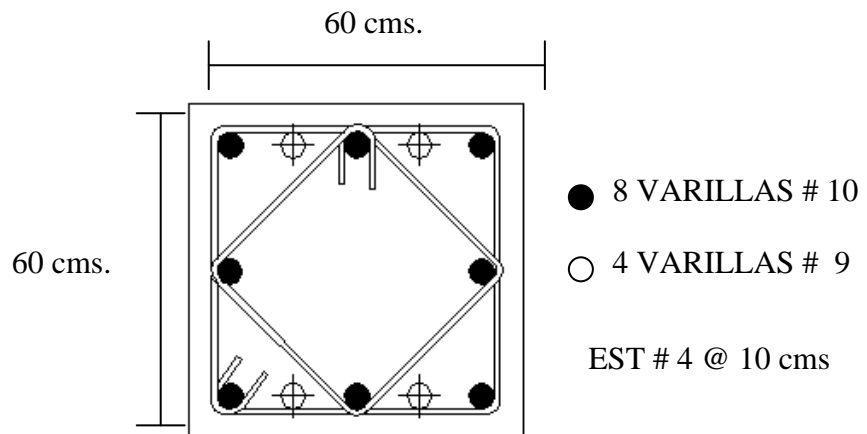


Fig.2.5. Sección transversal de columna de primer nivel. (Edificios de 5 niveles).

La resistencia a la compresión del concreto no confinado y su respectiva deformación fueron definidas en la sección anterior, por lo que:

$$f'_{co} = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \epsilon_{co} = 0.002$$

$$f'_{co} = 28 \text{ MPa}$$

La deformación unitaria por aplastamiento ε_{sp} , que puede ser considerada como la deformación última del concreto no confinado es calculada como:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{(2\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cc})}{2} = \frac{[2(0.002) + 0.0058]}{2} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{sp} = 0.0049$$

- Obtención de parámetros del concreto confinado.

Dentro del procedimiento de cálculo de los parámetros del comportamiento del concreto confinado mostrados en la Figura 2.4., se hace necesario introducir el término del *coeficiente de confinamiento efectivo*.

Como fue anteriormente dicho, el confinamiento de una sección es brindado por las características del acero de refuerzo transversal; por lo tanto, el coeficiente de confinamiento efectivo parte de la suposición que dentro de un elemento de concreto encontramos un área que no experimenta ningún tipo de confinamiento brindado por el acero de refuerzo transversal, la cual es denominada como *área no efectiva de confinamiento* y; por otro lado, dentro de la misma sección se encuentra un área que está bajo el efecto confinante de dicho refuerzo, la cual es llamada *área efectiva de confinamiento*. Esta área efectiva de confinamiento está delimitada por el mismo estribo, el cual desarrolla su presión máxima total en lo que se conoce como el *núcleo de concreto*. El área no efectiva de concreto se encuentra en la distancia entre cada estribo (transversal y longitudinalmente), y se calcula mediante la formación de parábolas de segundo grado con una tangente inicial de 45° entre cada estribo ó cada varilla de refuerzo longitudinal.

Esto es representado en una sección de columna en la siguiente figura:

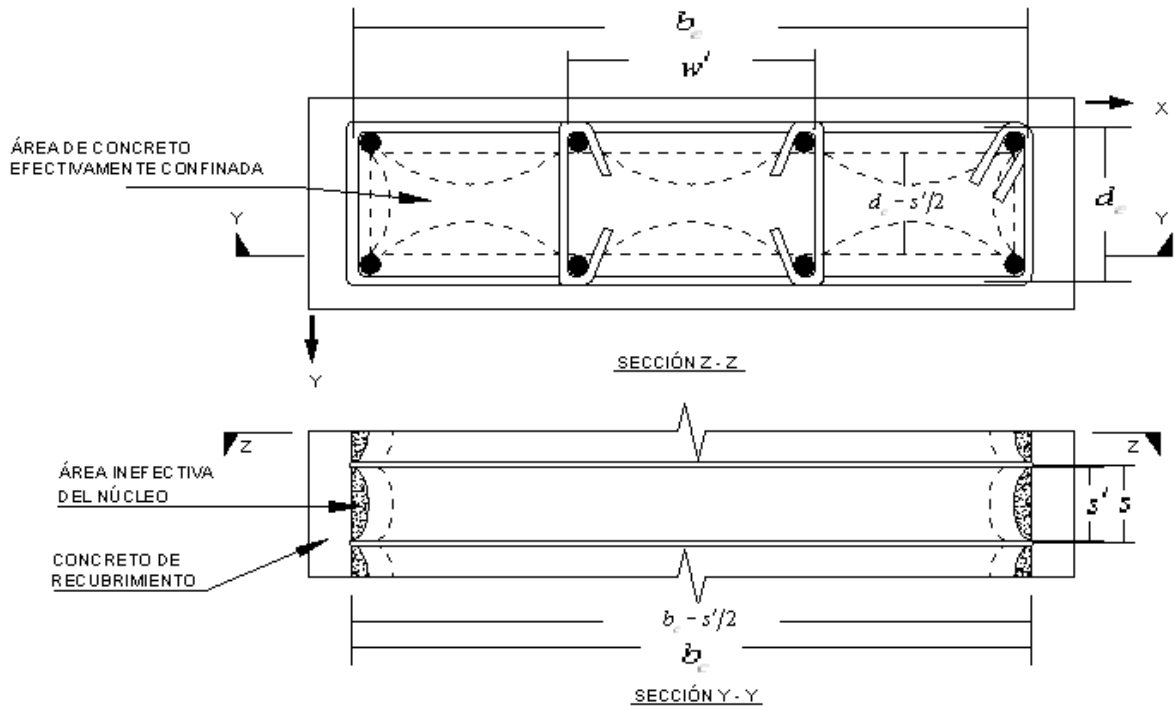


Fig. 2.6. Núcleo efectivo de confinamiento para estribos rectangulares. a) Planta; b) Elevación.

Es de notar que el coeficiente de confinamiento efectivo considera parámetros particulares de cada sección como por ejemplo: dimensiones de la sección, separación vertical entre estribos, separación entre ramas de estribos y la proporción de refuerzo longitudinal de la zona confinada. Todo esto está relacionado mediante la siguiente expresión:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.4)$$

donde: k_e = Coeficiente de confinamiento efectivo.

b_c = Ancho de la sección.

d_c = Peralte de la sección.

w'_i = Separación entre ramas de estribos.

s' = Separación vertical entre estribos.

ρ_{cc} = Proporción de refuerzo longitudinal en la zona confinada.

Estos valores obtenidos de la sección en análisis dan como resultado lo siguiente:

$$b_c = 58.73 \text{ cms.}$$

$$d_c = 58.73 \text{ cms.}$$

$$w'_i = 11.31 \text{ cms. en el eje X}$$

$$25.56 \text{ cms, en el eje Y}$$

$$s' = 8.43 \text{ cms.}$$

$$\rho_{cc} = (\text{Área de acero longitudinal}) / (\text{Área de concreto}) = \frac{89.0}{(58.73)^2}$$

$$= 0.0258$$

$$\Rightarrow k_e = \mathbf{0.729}$$

Es posible que para miembros rectangulares de concreto reforzado se tenga diferentes cantidades de acero transversal en la dirección X e Y. Por lo tanto, las proporciones de refuerzo son expresadas como:

$$\rho_x = \frac{As_x}{sd_c} \quad \text{y} \quad (2.5)$$

$$\rho_y = \frac{As_y}{sb_c} \quad (2.6)$$

donde: As_x y As_y representan el área total de varillas transversales en los respectivos ejes x e y.

Para nuestro caso:

$$\rho_x = \rho_y = \frac{A_{s_x}}{s d_c} = \frac{4.87}{(10)(58.73)} = 0.0083$$

Así, podemos expresar el esfuerzo lateral efectivo de confinamiento en el concreto en las respectivas direcciones X e Y de la siguiente manera:

$$f_{l_x} = k_e \rho_x f_{yh} = 0.729(0.0083)(2800) \quad (2.7)$$

$$f_{l_x} = f_{l_y} = 16.94 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$f_{l_x} = f_{l_y} = 1.70 [\text{MPa}]$$

Obtenidos estos valores, es posible calcular la resistencia a la compresión del concreto confinado f'_{cc} mediante la siguiente ecuación:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (2.8)$$

$$f'_{cc} = 38.64 \text{MPa}$$

Donde : f'_{cc} = resistencia a la compresión del concreto confinado

f'_{co} = resistencia a la compresión del concreto no confinado

f_l = es el valor dado en la ecuación (2.7).

Además este valor puede ser obtenido de manera gráfica usando el nomograma de la figura 2.7, para la cual tenemos que:

$$f'_{cc} = (f'_{co})(K_e) \quad (2.9)$$

Donde: K_e = razón de resistencia del concreto confinado entre la resistencia del concreto no confinado.

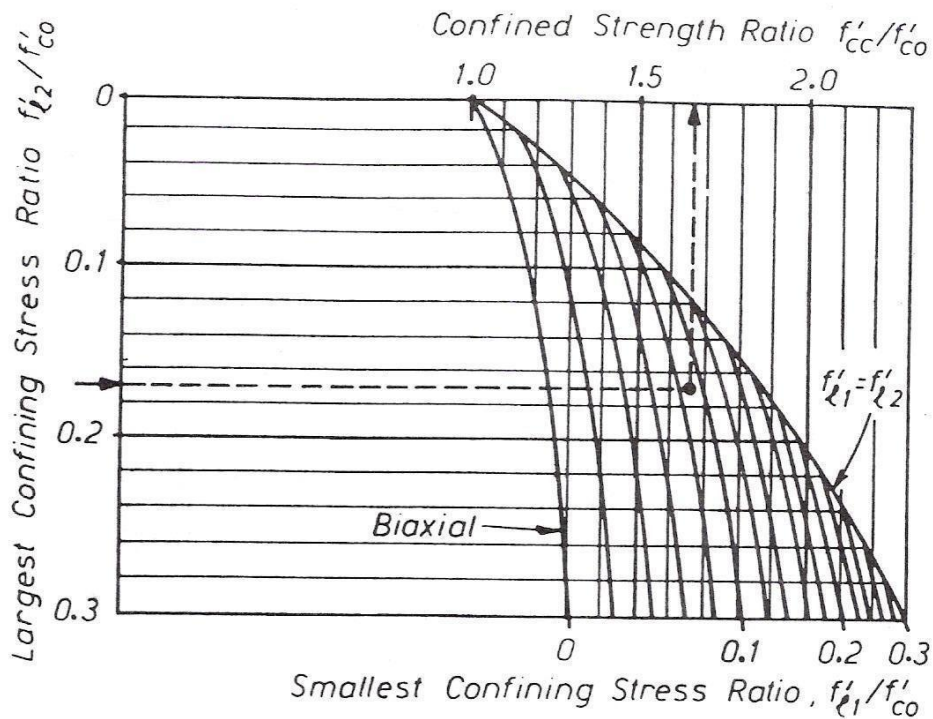


Fig. 2.7. Determinación de la Resistencia en Confinamiento por medio de los esfuerzos laterales confinantes para secciones rectangulares (Nomograma para la obtención de K_e).

El esfuerzo máximo es obtenido (ver Fig. 2.4), a una deformación unitaria de:

$$\epsilon_{cc} = 0.002 [1 + 5(f'_{cc}/f'_{co} - 1)] \quad (2.10)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 [1 + 5(38.64/28 - 1)]$$

$$\epsilon_{cc} = 0.0058$$

Para el cálculo de la capacidad a rotación última en las rótulas plásticas en un miembro de concreto reforzado, es necesario predecir el valor de la deformación última en el concreto confinado ϵ_{cu} . El límite útil ocurre cuando el refuerzo transversal de confinamiento se fractura, el cual puede ser estimado igualando la capacidad de deformación-energía del acero transversal a la fractura al incremento en energía absorbido por el concreto, lo que se muestra sombreado en la Fig. 2.4. Una estimación conservativa para la deformación última a compresión está dada por

$$\begin{aligned}\epsilon_{cu} &= 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc} & (2.11) \\ \epsilon_{cu} &= 0.004 + 1.4 \left((0.0166)(2800)(0.15) / (280) \right) \\ \epsilon_{cu} &= 0.029\end{aligned}$$

donde: ϵ_{sm} es la deformación del acero al máximo esfuerzo a tensión y ρ_s es la razón volumétrica del acero de confinamiento. Para secciones rectangulares $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Valores típicos para ϵ_{cu} están entre 0.012 a 0.05.

2.1.3. ACERO.

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de concreto reforzado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. En la Fig. 2.8 se muestran las curvas esfuerzo-deformación típicas del acero y su comportamiento se caracteriza por una porción elástica lineal inicial con un módulo de elasticidad de $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29,000ksi), hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , luego el esfuerzo permanece constante, pero la deformación unitaria sigue incrementándose. Esta porción en que el esfuerzo permanece constante es conocida como *meseta de fluencia* y puede tener una longitud variable para diferentes tipos de

acero (ver Fig. 2.8). Luego, se presenta un endurecimiento del material en el cual hay un esfuerzo adicional y una deformación adicional, siguiendo a una zona de “estricción” caracterizada por un decremento en el esfuerzo, aunque la deformación unitaria sigue en aumento hasta llegar al punto de falla, en el cual ocurre la fractura del elemento.

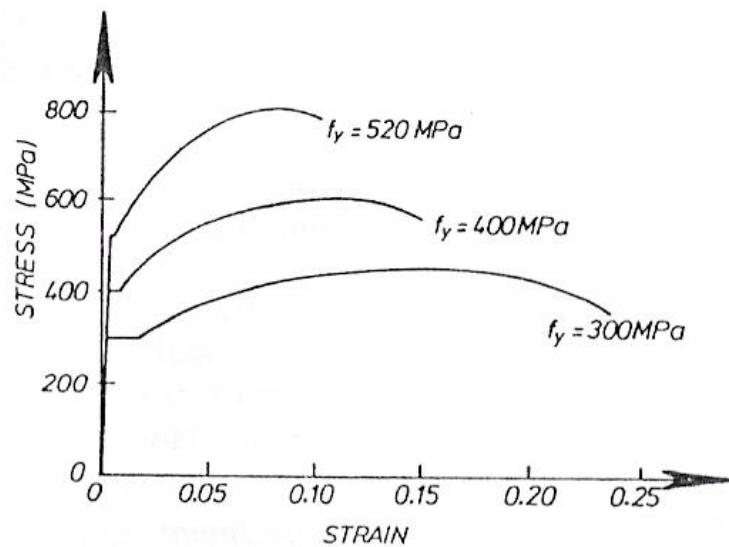


Fig. 2.8. Curvas típicas de esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

En la Fig. 2.8 pueden observarse diferentes relaciones esfuerzo-deformación para diversos tipos de acero. Es de notarse que la deformación última y la longitud de la meseta de fluencia se reducen a medida que la resistencia a la fluencia incrementa lo que conlleva a una reducción en la ductilidad para aceros de alta resistencia.

Cuando el acero es sometido a cargas cíclicas, en el rango inelástico, la meseta de fluencia desaparece y la curva esfuerzo-deformación exhibe el efecto “*Bauschinger*”, según el cual, el comportamiento no lineal comienza para un nivel de esfuerzo mucho

más bajo que la resistencia inicial de fluencia. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la fluencia. La Fig. 2.8 muestra el resultado de dos tipos diferentes de ensayos de carga cíclica del acero de refuerzo.

En la Fig. 2.9 (a) las incursiones inelásticas presentan solo deformaciones por tracción, mientras que en la Fig. 2.9 (b), las incursiones se presentan en tensión y en compresión alternadamente, produciendo ciclos de histéresis simétricos. El primer caso, es típico del refuerzo en las rótulas plásticas de las vigas que experimentan grandes deformaciones inelásticas de compresión. el comportamiento de deformación simétrica, tal como el que se muestra en la Fig. 2.8 (b), puede producirse durante la respuesta cíclica de columnas con niveles de carga axial moderados ó altos. Para ambos casos, se ha observado que la curva obtenida bajo cargas monótonas resulta una envolvente de las curvas bajo cargas cíclicas (Paulay y Priestley, 1992).

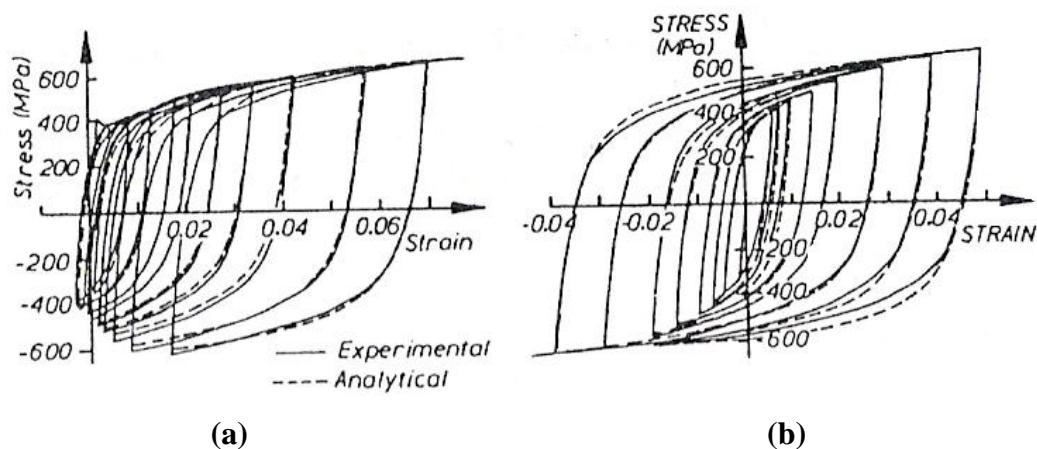


Fig. 2.9. Comportamiento bajo cargas cíclicas para el acero de refuerzo: (a) Refuerzo en rótulas plásticas de vigas; (b) Refuerzo en columnas con altos niveles de carga axial.

2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.

2.2.1. GENERALIDADES.

El sistema estructural de marcos de concreto reforzado, es el más utilizado en las construcciones de nuestro país, gracias a lo cual es el sistema con mayor entendimiento de su comportamiento ante cargas sísmicas.

Los marcos están compuestos por componentes verticales (columnas) y componentes horizontales (vigas). A medida que la fuerza sísmica desplaza el marco hacia un lado, los rectángulos que fueron definidos por las vigas y las columnas tienden a ser deformados en paralelogramos. Las juntas no permiten esto, y la distorsión resultante causa que las vigas y columnas se flexionen y desarrollen fuerzas llamadas momentos flexionantes. Estos momentos causan tensión en una cara de una viga ó columna y una correspondiente compresión sobre la cara opuesta. Las fuerzas de corte son resistidas por el concreto, y en menor cantidad, por las varillas de refuerzo transversal colocadas alrededor de las varillas longitudinales (ATC/SEAOC). Como se dijo en la sección anterior, el refuerzo transversal es particularmente importante para brindar ductilidad y confinamiento en los diferentes elementos de un marco, ya que resulta antieconómico diseñar una estructura para que responda en el rango elástico durante el mayor sismo probable, debido a que las fuerzas sísmicas durante ese evento serían extremadamente altas.

2.2.2. DUCTILIDAD.

Con el objeto de disminuir daños mayores y para asegurar la sobrevivencia de los edificios con resistencia moderada con respecto a fuerzas laterales, las estructuras deben ser capaces de mantener una alta proporción de su resistencia inicial cuando sean impuestas grandes deformaciones debidas a un sismo mayor. Estas deformaciones pueden estar más allá de su límite elástico. Esta habilidad de la estructura ó de sus componentes, ó de los materiales usados para ofrecer resistencia en la respuesta inelástica, es descrita por el término *ductilidad* (Paulay y Priestley, 1992).

Así, las estructuras diseñadas para resistir fuerzas sísmicas relativamente pequeñas pueden soportar sismos fuertes debido a su habilidad de sostener deformaciones mayores a su límite elástico mientras mantienen su resistencia, además de la capacidad de disipar parte de la energía impartida por el sismo a la estructura. Generalmente, en el diseño de estas estructuras, estas deformaciones son previstas a desarrollarse en zonas específicas de los elementos del marco las cuales son llamadas “rótulas plásticas”, y están ubicadas usualmente en el extremo de los elementos (vigas ó columna) ó en la base de las paredes.

Una forma de medir la ductilidad requerida en las estructuras es por medio de los *factores de ductilidad*, los cuales pueden ser expresados en función de desplazamientos, rotaciones, curvaturas ó deformaciones unitarias, y no son más que la razón entre la deformación última ó máxima a su correspondiente deformación de fluencia. Estos factores pueden ser encontrados mediante la aplicación de un análisis dinámico no-lineal ó un análisis estático no-lineal (Pushover).

Así, por ejemplo, el factor de ductilidad por desplazamientos está dado por (ver Fig. 2.10):

Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.12)$$

donde Δ_u = desplazamiento horizontal último ó máximo

Δ_y = desplazamiento horizontal en el punto de primera fluencia.

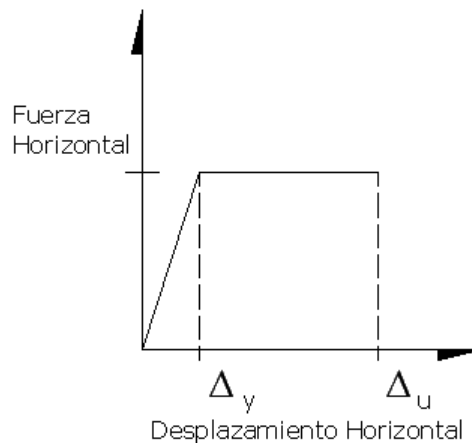


Fig. 2.10. Determinación del factor de ductilidad por desplazamiento μ .

De manera similar pueden ser obtenidos los factores de ductilidad por rotación (θ_u/θ_y), por curvatura (ϕ_u/ϕ_y) y por deformación unitaria ($\varepsilon_u/\varepsilon_y$). Generalmente, el factor de ductilidad por curvatura en las regiones de rótulas plásticas será mucho mayor que el factor de ductilidad por desplazamiento, debido a que una vez comienza la fluencia ocurrirán mayores desplazamientos principalmente para rotación en las rótulas plásticas.

Como se dijo anteriormente, las regiones donde se espera ocurran las rótulas plásticas, son regiones determinadas por el diseñador y es en ellas donde se espera se alcance la ductilidad adecuada para la estructura. En la Fig. 2.11. se muestran algunos métodos para obtener ductilidad en el rango inelástico.

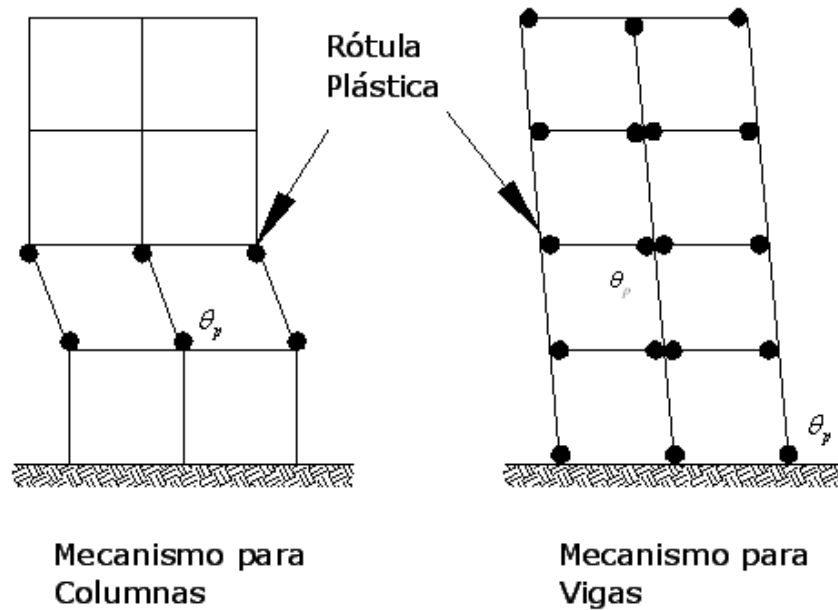


Fig. 2.11. Mecanismos para obtener Ductilidad en Marcos de Concreto Reforzado ó Acero.

De la Fig. 2.11 tenemos que si la fluencia comienza en las secciones críticas de las vigas antes que las columnas alcancen la fluencia, un desplazamiento horizontal mayor tomará lugar gracias a una carga horizontal constante por medio de deformaciones plásticas ocurriendo solo en las secciones críticas de las vigas y en las bases de las columnas. Este es el llamado mecanismo para vigas. Alternativamente, si la fluencia ocurre primero en las secciones críticas de las columnas, un desplazamiento horizontal mayor tomará lugar mediante una rotación plástica θ_p ocurriendo solo en las columnas. En el pero de los casos, esto ocurre mediante un mecanismo para columnas desarrollado solo en un piso debido a que las columnas en ese nivel son menos fuertes.

2.2.3. CRITERIO DE DISEÑO.

El diseño de marcos de concreto reforzado en zonas sísmicas generalmente es detallado para presentar cierta ductilidad. El criterio utilizado para obtener ductilidad es el llamado “columna fuerte-viga débil”, en el cual las rótulas plásticas son diseñadas para formarse en las vigas y no en las columnas. Así, en el ACI-318 95 se establece que la resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer que:

$$\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g \quad (2.13)$$

Donde $\sum M_e$ = suma de los momentos, al centro de la junta, correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las columnas que forman el marco en dicha junta. La resistencia a la flexión en la columna se debe calcular para la fuerza axial factorizada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, lo que da como resultado la más baja resistencia a la flexión.

$\sum M_g$ = suma de momentos, al centro de la junta, correspondiente a las resistencias de diseño a la flexión de las vigas que forman el marco en dicha junta. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de la viga.

Con esto se pretende propiciar un mecanismo de traslación de vigas, como se vio con anterioridad, ya que este mecanismo es más adecuado debido a que las demandas de ductilidad en las vigas son mucho menores que las de las columnas y pueden ser satisfechas con un diseño y detallamiento adecuado. Además, este mecanismo puede disipar mayor cantidad de energía que el mecanismo de columnas y la degradación de la resistencia del edificio es menor.

Es de notar, que otro punto de especial interés en el comportamiento de los marcos de concreto reforzado, es la junta viga-columna, las cuales trataremos a continuación.

2.2.4. COMPORTAMIENTO DE JUNTAS.

Las juntas son aquellas zonas en las cuales se intersectan las vigas y las columnas de un marco, y tiene como función permitir a los elementos que convergen en ella, desarrollar y soportar su capacidad última. Es por esto que la demanda en estos elementos siempre es severa especialmente bajo cargas sísmicas, las juntas deben tener una resistencia y rigidez adecuada para resistir las fuerzas internas inducidas por los miembros convergentes.

El comportamiento de las juntas viga-columna, tiene una incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de los edificios. Por ello, se presentan los principios básicos para el diseño de las mismas:

- a) Prevenir un fallo frágil en las conexiones,
- b) Mantener la integridad de las conexiones de tal forma, que las columnas y las vigas conectadas puedan desarrollar su capacidad última y que al mismo tiempo, las columnas preserven su capacidad de transmitir cargas axiales,
- c) Reducir la degradación de la rigidez de las conexiones minimizando el agrietamiento y previniendo la pérdida de adherencia entre el hormigón y el refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas (Pantelides et al, 2002).

Park y Paulay (1992) y Paulay et al (1978); proponen los siguientes criterios para un desempeño adecuado de las conexiones en estructuras dúctiles diseñadas para resistir la acción sísmica, con especial énfasis en las acciones del refuerzo:

Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado.

1. La resistencia del nudo debe ser mayor que la resistencia máxima de las columnas y que las vigas que llegan a él. La capacidad a cortante de la conexión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
2. La capacidad de la columna no debe verse comprometida por la posible degradación dentro del nudo.
3. Durante sismos moderados, la respuesta de los nudos debe estar preferiblemente dentro del rango elástico.
4. las deformaciones de los nudos, no deben contribuir al aumento excesivo de las derivas de entrepiso.
5. Los traslapes del refuerzo deben detallarse lo más alejados posibles del nudo. El refuerzo longitudinal de las vigas no debe terminar dentro del nudo sin un anclaje adecuado. El detallamiento del refuerzo transversal debe realizarse de tal manera que evite el pandeo del refuerzo longitudinal de las vigas.
6. El detallamiento del nudo debe realizarse de tal manera que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del hormigón.

Estos criterios pueden ser alcanzados mediante la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad, y el desarrollo de procedimientos prácticos de detallado.

2.3 ESTUDIO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.

2.3.1. GENERALIDADES.

El factor de modificación de respuesta, R , juega un papel importante en el diseño de estructuras en la mayoría de códigos de diseño de diversos países. Dado que resulta antieconómico que una estructura se comporte dentro de su rango elástico ante una excitación sísmica, el factor de modificación de respuesta tiene como función reducir las fuerzas sísmicas hasta llevarlas a un nivel de fuerzas de diseño, tomando en cuenta la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura, además de su ductilidad y sobre-resistencia. A pesar de su importancia, los valores asignados a dichos factores en la actualidad, están basados en el juicio, experiencia y en el desempeño observado en los edificios en sismos anteriores, presentando muy poca base técnica.

Muchas investigaciones fueron desarrolladas a mediados de los años 80's, con el fin de evaluar, de manera más real, el valor de R , estableciéndolo en general como el producto de tres factores constituyentes que toman en cuenta la reserva de resistencia, ductilidad y el amortiguamiento viscoso de una estructura:

$$R=R_{\mu}\times\Omega_d\times R_{\xi} \quad (2.14)$$

En esta ecuación, R_{μ} es un factor de ductilidad, Ω_d es un factor de sobre-resistencia y R_{ξ} es el factor de amortiguamiento. El efecto del amortiguamiento, generalmente, está incluido en el factor de ductilidad. El factor R_{ξ} considerado en la ecuación fue incluido solo para tomar en cuenta la respuesta de sistemas suplementarios de amortiguamiento viscoso, por lo cual puede ser excluido de la ecuación. (ATC-19, 1995). Estudios más recientes propusieron una nueva formulación para el cálculo de R , introduciendo un término para tomar en cuenta la redundancia, la cual intenta cuantificar

la confiabilidad de los sistemas de resistencia a fuerzas laterales que usan múltiples líneas verticales de resistencia sísmica (ejes de columnas) en cada dirección principal de un edificio. Por lo cual, el factor R fue replanteado por medio de la siguiente ecuación:

$$R=R_{\mu}\times\Omega_d\times R_R \quad (2.15)$$

Esta definición del factor de modificación de respuesta, es en la actualidad, ampliamente aceptada, por lo que daremos una breve descripción de los factores constituyentes de dicha ecuación.

2.3.1.1. Factor debido a la ductilidad (R_{μ}).

Este es un factor debido a la ductilidad traslacional (R_{μ}) del edificio, y se define como la relación entre la carga máxima elástica (P_{ue}) que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica (P_u) que puede resistir esa misma estructura si tuviese comportamiento inelástico. Debido a que tradicionalmente se ha representado dicho comportamiento como una curva de comportamiento bilineal suele decirse que $P_u=P_y$. Este concepto puede verse en la Fig. 2.12. Así,

$$R_{\mu} = \frac{P_{ue}}{P_u} = \frac{P_{ue}}{P_y} \quad (2.16)$$

Otras investigaciones, como la propuesta hecha por Newmark y Hall (1982) establecen que R_{μ} es sensible al período natural de la estructura. Así:

- Para estructuras con períodos ≤ 0.03 segundos: $R_{\mu}=1.0$
- Para estructuras con períodos entre 0.12 hasta 0.5 segundos: $R_{\mu}=\sqrt{(2\mu-1)}$
- Para estructuras con períodos mayores de 0.5 segundos: $R_{\mu}=\mu$

donde μ es la ductilidad traslacional, es decir, la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento correspondiente al estado de fluencia ($\mu = \delta_u / \delta_y$).

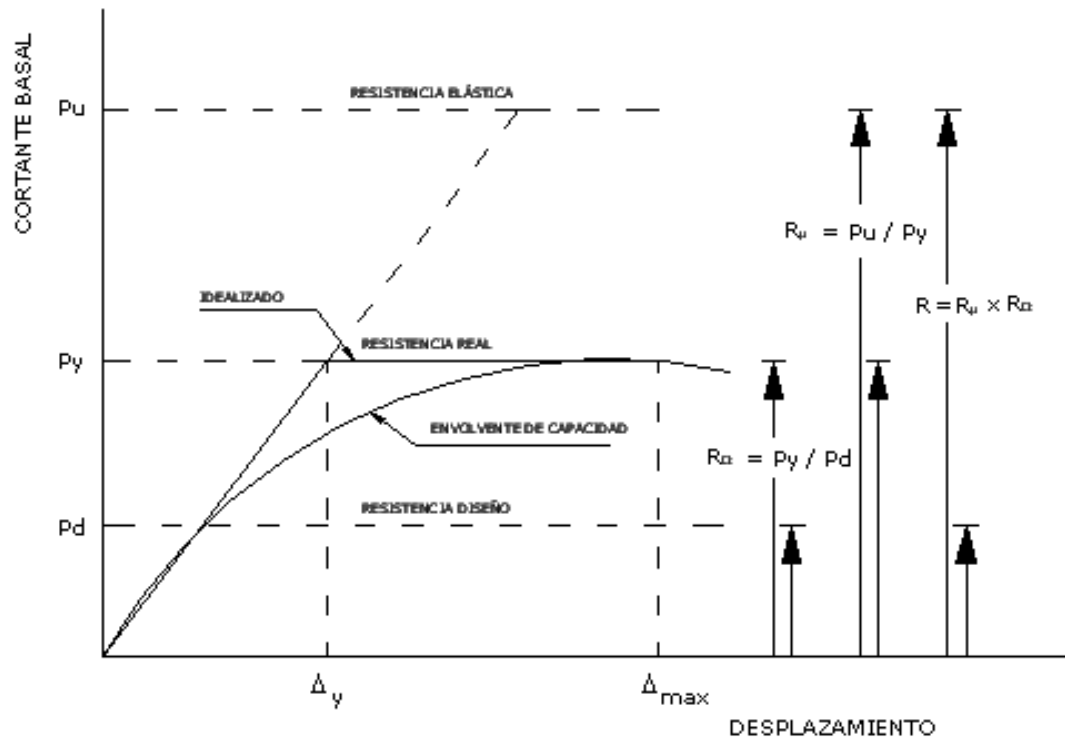


Fig. 2.12. Relación entre los factores de ductilidad y sobre-resistencia para la determinación del factor de modificación de respuesta por medio de un Push-over.

2.3.1.2. Factor debido a la sobre-resistencia (R_Ω).

Generalmente la resistencia lateral máxima de todo edificio suele ser mayor que la resistencia lateral de diseño. Se tiene certeza de que tanto los métodos de diseño como las provisiones de los códigos y los requisitos para control de desplazamientos, entre otros, producen elementos estructurales de mayor tamaño y refuerzo que los que resultan de un análisis debido estrictamente a cargas laterales y gravitacionales.

Esta reserva de resistencia puede ser vista en la gráfica resultante del análisis estático no lineal (pushover), como el de la Fig. 2.12. Generalmente, se toman parámetros de desempeño de la estructura para la construcción de esta gráfica, como por ejemplo la deriva de entrepiso, rotación máxima de rótulas plásticas, u otros parámetros que el analista considere adecuados, los cuales también serán definidos más adelante en esta investigación, pero aplicados al Análisis Dinámico Incremental.

El factor R_{Ω} es calculado como el coeficiente entre el cortante basal máximo alcanzado por el edificio (antes de alcanzar cualquiera de los estados límites) y el cortante basal de diseño:

$$R_{\Omega} = \frac{P_u}{P_d} \quad (2.17)$$

2.3.1.3. Factor debido a la redundancia (R_{ρ}).

El factor de modificación de respuesta debido a la redundancia resulta muy difícil de establecer y existen muy pocos estudios que ayuden a determinar la forma de cuantificarlo. Los estudios hechos al respecto tienden a demostrar que la redundancia tiene mucha relación con la cantidad de líneas verticales de resistencia sísmica (ejes de columnas) y principalmente con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar el mecanismo de colapso de la estructura (Moses, 1974). El ATC-19 (1995) propone valores tentativos para el factor de redundancia de la siguiente forma presentada en la Tabla 2.3.1:

# EJES DE COLUMNAS	FACTOR R_ρ
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 2.3.1. Valores propuestos para el factor de redundancia.

2.3.2. METODOLOGÍA ALTERNATIVA DE CÁLCULO A UTILIZAR.

En todo proceso de diseño de una estructura, aplicando la NTDS, es necesario conocer las fuerzas que serán impartidas por un sismo a la misma. Dichas fuerzas de diseño serán obtenidas del espectro de diseño elástico dividido entre el valor de R establecido en la norma, el cual puede ser llamado espectro de diseño inelástico. A continuación, haremos una breve descripción de dichos espectros y su obtención por medio de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, luego explicaremos la función de dichos espectros de respuesta para la obtención de los valores del factor de modificación de respuesta.

2.3.2.1. Espectro de Respuesta.

Como se dijo anteriormente, el espectro de respuesta de las estructuras es de suma importancia en la obtención de los valores de las fuerzas actuantes en una estructura y, por ende, del factor de modificación de respuesta. Por lo tanto, es necesario tener conocimiento de sus características y obtención para nuestra investigación en particular.

a) Definición.

El espectro de respuesta es un instrumento práctico de la caracterización de los movimientos del terreno y sus efectos en las estructuras (G. W. Housner). El espectro de respuesta presenta las respuestas máximas de los posibles sistemas de un solo grado de libertad sometidos a un movimiento particular del terreno.

Este espectro es presentado como un gráfico que relaciona -generalmente- la respuesta de la estructura a un sismo en particular contra un rango de valores del período natural de vibración del sistema, aunque, se pueden relacionar otros parámetros como la frecuencia circular ó la frecuencia cíclica. En estos sistemas se fija una razón de amortiguamiento y se plotean para los diversos parámetros de respuesta posibles, los cuales quedan a preferencia del analista, y pueden ser en términos de deformaciones, velocidades y/o aceleraciones.

En esta investigación nos limitaremos al uso del espectro de respuesta de aceleraciones de las estructuras. El espectro de respuesta de aceleración es un gráfico que presenta las aceleraciones del sistema como una función del período natural de vibración, como se ve en la Fig. 2.13. En este gráfico se presenta un espectro de pseudos-aceleraciones del movimiento registrado en Octubre de 1986, y que será utilizado en nuestra investigación.

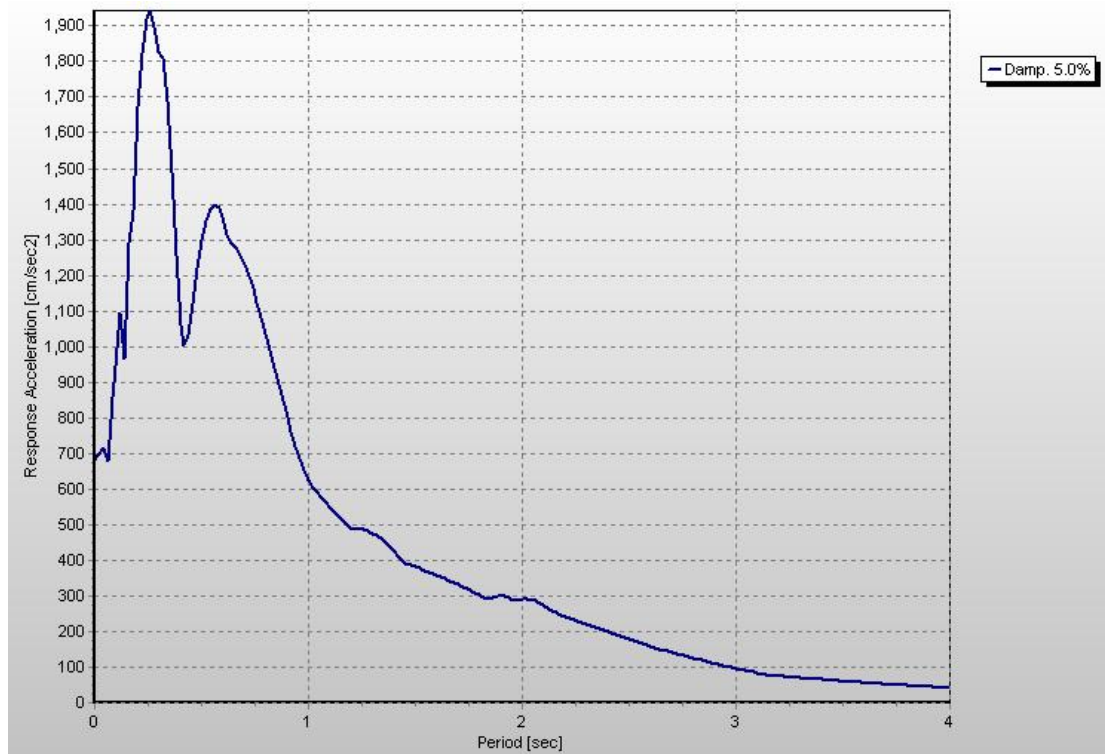


Fig. 2.13. Espectro de respuesta de aceleración para un registro del sismo de Octubre de 1986.

Este gráfico es muy particular de este registro sísmico, por lo que presenta características muy propias del lugar donde fue registrado, y las que presentó el sismo en esa zona en particular; por lo cual, no es lo más indicado para desarrollar el diseño de una estructura con la información de este espectro. Es por esto, que la NTDS, establece –mediante el uso de fórmulas- un espectro que puede ser utilizado para iniciar un proceso de diseño y desde el cual se determinan las fuerzas de diseño actuantes en la estructura. Este espectro de diseño se define a continuación.

2.3.2.2 Espectro de Respuesta de Diseño.

a) Definición. El espectro de diseño debe satisfacer ciertos requerimientos debido a que su intención es para el diseño de nuevas estructuras, ó la evaluación de la seguridad sísmica de estructuras existentes, que puedan resistir terremotos futuros. Para este propósito el espectro de respuesta para un movimiento del terreno registrado durante algún terremoto anterior es inapropiado. No es posible predecir el espectro de respuesta en todos sus detalles para un movimiento de terreno que puede ocurrir en el futuro. Por lo tanto el espectro de diseño deberá consistir en un conjunto de curvas suaves ó en una serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento y su determinación está basada en un análisis estadístico de los espectros de respuesta para un conjunto de movimientos de terreno (Chopra, 1995).

b) Espectro de Diseño Elástico según la NTDS. En el apartado 5.2 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) se presenta el espectro de diseño que puede representar el movimiento del terreno mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_o - 1)T_m}{T_o} \right] \quad (2.18)$$

$$\text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \quad (2.19)$$

$$\text{Si } T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3} \quad (2.20)$$

$$\text{Si } T_m > 4.0 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{2.5IAC_o T_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}} \quad (2.21)$$

donde: A es el factor de zonificación sísmica; C_o y T_o son los coeficientes de sitio; I es el factor de importancia; R es el factor de modificación de respuesta del código (que para el caso del espectro de diseño elástico $R = 1$); T_m es el período modal de vibración y C_{sm} es el coeficiente sísmico modal.

En la Fig. 2.14. se presenta el espectro de diseño elástico usado en esta investigación para los siguientes parámetros aplicados a nuestros edificios - cuya descripción se dará en el Capítulo 3 - : $A = 0.4$; $C_o = 2.75$; $T_o = 0.5$, $I = 1.20$; $R = 1.0$, para diversos valores de T_m .

c) Espectro de Diseño Elástico según la NTDS.. Las fuerzas utilizadas en el diseño son obtenidas desde el espectro de diseño inelástico, el cuál proviene de la reducción del espectro de diseño elástico por medio del valor del factor de modificación de respuesta, hasta llevarlo al nivel de fuerzas de diseño indicado. Para la construcción de este espectro de diseño, basta con aplicar las mismas expresiones del espectro elástico dadas anteriormente, pero considerando el factor de modificación de respuesta para cada tipo de sistema estructural.

Así, en la Fig. 2.14 se muestra el espectro de diseño inelástico propuesto por la Norma técnica para Diseño por Sismo para el sistema de marcos de concreto reforzado con detallado especial ($R = 12$).

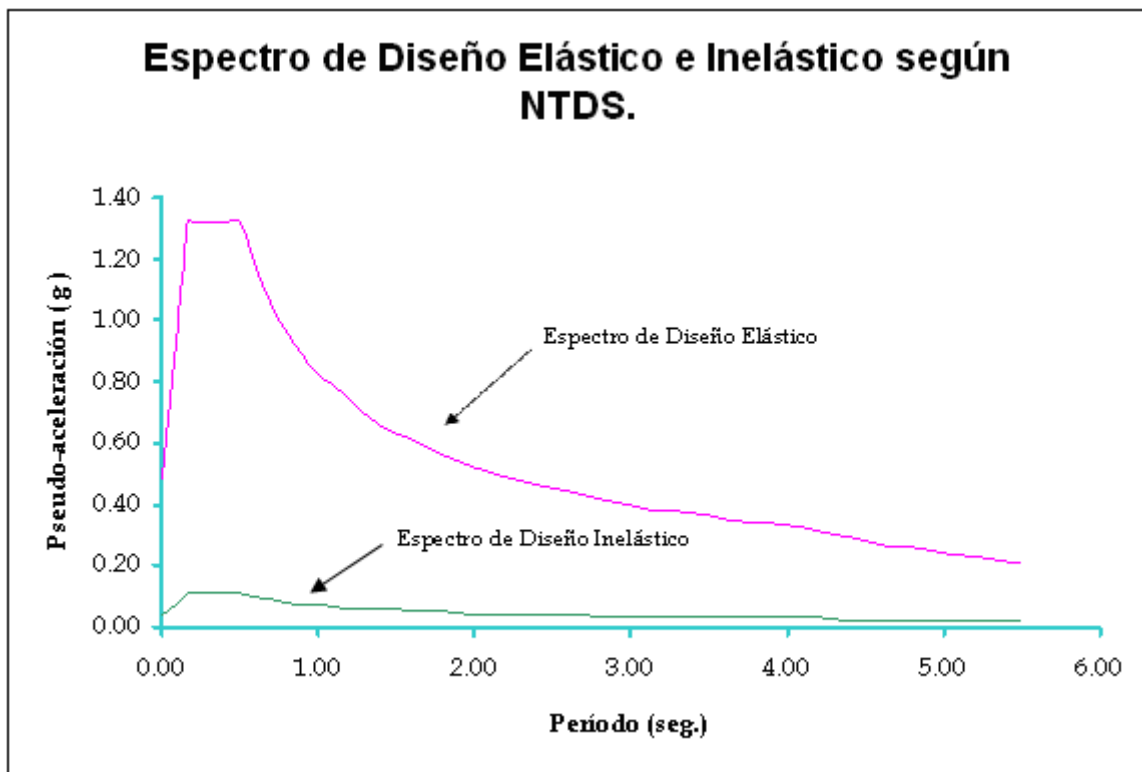


Fig. 2.14. Espectro de Diseño Elástico e Inelástico propuesto por la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS).

Es este espectro de diseño en el que presentamos mayor interés, gracias a su aplicación para obtener los valores de R , por medio de la metodología que se expone a continuación:

2.3.2.3 Definición de la Metodología para la Evaluación de R .

Como se dijo en la sección anterior, las fuerzas de diseño son obtenidas desde el espectro de diseño inelástico, por lo tanto, basta con observar el papel que juega el R en la ecuación del coeficiente sísmico para llegar a la siguiente consideración: que el factor de modificación de respuesta; que es usado para reducir las fuerzas elásticas hasta un nivel de diseño, puede ser obtenido de la relación entre las ordenadas del espectro de diseño elástico e inelástico estipulado en la NTDS.

Por lo tanto, resulta conveniente considerar que, a niveles de diseño, el colapso de la estructura sea esperado para cualquier sismo que presente un espectro mayor que el espectro elástico establecido e igualmente, un espectro mayor que el espectro inelástico puede ser considerado como el que causará fluencia en dicha estructura.

La anterior definición nos lleva a pensar que, para un registro sísmico en particular que pudiera ser mayor o menor que el espectro elástico, la estructura pudiera presentar un factor de modificación de respuesta diferente al establecido en la NTDS, utilizando siempre la misma relación entre ordenadas espectrales, particularmente en el período considerado de la estructura, como se puede ver en la siguiente figura:

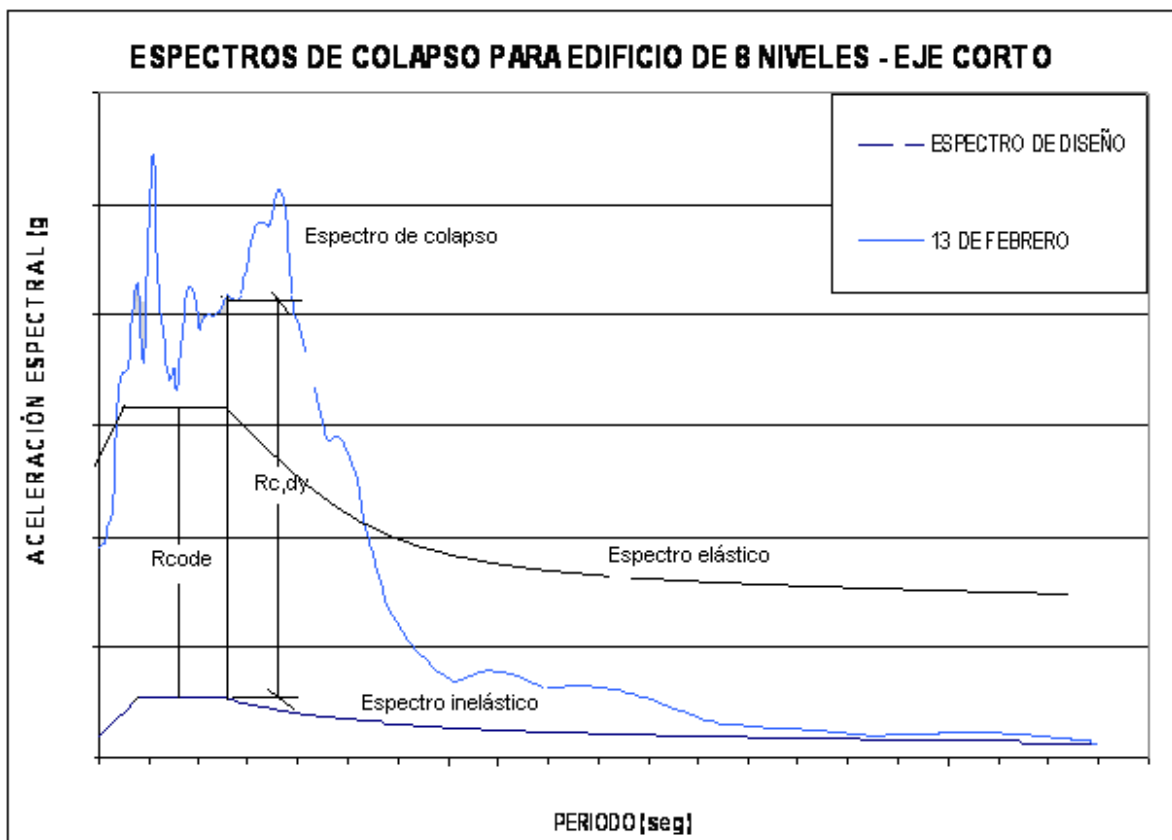


Fig. 2.15. Comparación del espectro de respuesta de diseño, elástico y de colapso.

Visto en la gráfica anterior, el factor de modificación de respuesta propuesto por la NTDS, el cual definiremos como R_{code} puede ser deducido de la siguiente ecuación:

$$R_{code} = \frac{(S_a)^{el}}{(S_a)^{in}} \quad (2.22)$$

donde:

$(S_a)^{el}$ = aceleración espectral elástica de diseño correspondiente al período predominante de la estructura.

$(S_a)^{in}$ = aceleración espectral inelástica de diseño correspondiente al período predominante de la estructura.

De igual manera, y considerando que generalmente el espectro correspondiente al sismo que causará colapso a la estructura es mayor que el espectro elástico de diseño y para el período considerado, obtenemos el valor del factor de modificación de respuesta para el colapso y considerando la fluencia de diseño, el cual llamaremos $R_{c,dy}$, será obtenido mediante la siguiente relación:

$$R_{c,dy} = \frac{(S_a)_c^{el}}{(S_a)^{in}} \quad (2.23)$$

donde:

$(S_a)_c^{el}$ = aceleración espectral elástica del sismo que causa colapso para el período de la estructura.

$(S_a)^{in}$ = aceleración espectral inelástica de diseño correspondiente al período predominante de la estructura.

Esta definición del factor de modificación de respuesta es muy apropiada para la evaluación de los valores existentes de dicho factor, debido a que revisa la validez del

diseño examinando la capacidad de la estructura de resistir fuerzas sísmicas mayores que las implicadas en el diseño.

Por lo tanto, para obtener el espectro de colapso usando esta definición de R , se aplicará un análisis dinámico incremental, aumentando progresivamente el registro sísmico de cada uno de los acelerogramas escogidos para cada edificio, empezando por una intensidad relativamente baja, y terminando con una intensidad a la cual la definición de colapso sea alcanzada, la cual es considerada al obtener los respectivos criterios de colapso. Dichos criterios de colapso serán estudiados más adelante. A continuación describiremos los registros sísmicos considerados en esta investigación.

2.3.2.4. Registros ó Acelerogramas a utilizar.

Como se vió en la Sección anterior, los valores del factor de modificación de respuesta dependen en gran medida del registro sísmico que se esté implementando en particular, debido a que dicho valor es obtenido desde la relación entre la aceleración espectral del sismo de colapso y la aceleración espectral establecida en el diseño.

Por lo tanto, en esta sección, se pretende dar una breve descripción de las características generales de los fenómenos sísmicos considerados en nuestra investigación, los cuales son los respectivos a: el terremoto del 10 de octubre de 1986, el terremoto del 13 de enero del 2001 y el terremoto del 13 de febrero del 2001.

Las características generales de cada uno se presentan a continuación:

- a) **El terremoto del 10 de Octubre de 1986.** Este fenómeno ocurrió a las 11 horas, 49 minutos (hora local), con una magnitud de 5.4 en la escala de Richter, con una profundidad de 10 kms y el epicentro ubicado en las coordenadas 13.67°N y 89.18°O a pocos kilómetros de la ciudad de San Salvador (White & Harlow,

1993). La máxima intensidad en la escala modificada de Mercalli en la ciudad de San Salvador fue de VII-IX MM. Este sismo dejó un total de 1,500 muertos, 10,000 heridos y 100, 000 damnificados (Bommer & Ledbetter, 1987; Harlow y otros, 1993).

El terremoto principal produjo cientos de deslizamientos y derrumbes en un área al menos de 200 km², delimitada por la cadena costera, el cerro San Jacinto y el cerro de Mariona en la dirección N-S, y el volcán de San Salvador y el Lago de Ilopango en la dirección E-O. La mayoría de deslizamientos y derrumbes ocasionados por el terremoto fueron generalmente pequeños (con un volumen menor a los 100 m³) en cenizas volcánicas poco consolidadas, localizados en cortes inclinados de carreteras y taludes naturales y artificiales en las barrancas (Rymer, 1987).

b) El terremoto del 13 de Enero del 2001. Este fenómeno tuvo lugar a las once horas 33 minutos del día 13 de enero del 2001, y tuvo una magnitud de 7.6 grados en la escala de Richter. Su epicentro estuvo ubicado frente a la costa pacífica de El Salvador, en un punto situado a 100 kilómetros al suroeste de la ciudad de San Miguel; esto es, frente a la llamada Costa del Sol salvadoreña, a una latitud de 12.8 grados Norte y una longitud 88.8 Oeste. La profundidad del foco fue estimada en alrededor de los 60 kilómetros. La intensidad del sismo fue de entre VI y VIII grados de la escala modificada de Mercalli en el territorio salvadoreño, en tanto que en los países vecinos osciló entre los grados III y V. Su origen fue de origen tectónico y se debió a una fractura interna de la placa de Cocos debido a esfuerzos gravitacionales.

El sismo generó daños de tipo e intensidad distintas, dependiendo de la ubicación a lo largo del territorio salvadoreño. Fueron varias decenas de miles de viviendas y otras edificaciones de adobe las que se destruyeron o dañaron en forma significativa. Varios miles de viviendas de concreto resultaron dañadas en su estructura, paredes y otras componentes. Se produjeron numerosos

deslizamientos en laderas de alta pendiente ubicadas principalmente (pero no exclusivamente) en la Cordillera del Bálsamo ó Costera. Este sismo dejó un saldo de 844 personas muertas y 4, 723 heridas. (CEPAL, 2001).

c) El terremoto del 13 de Febrero del 2001. Exactamente un mes después del terremoto del 13 de enero de 2001, a las 08:22 horas del martes 13 de febrero, se produjo un nuevo movimiento telúrico de fuerte intensidad en El Salvador, que vino a magnificar los efectos negativos del primer evento.

Este fenómeno tuvo una magnitud de 6.6 en la escala de Richter y su epicentro estuvo localizado dentro del territorio salvadoreño, en un punto ubicado cerca de 30 kilómetros al Este-Sureste de la ciudad capital de San Salvador; esto es, a una latitud de 13.6 grados Norte y una longitud de 88.9 grados Oeste, y a una profundidad estimada de solamente unos 13 kilómetros. Su origen fue en la zona de subducción entre las placas de Cocos y Caribe.

Este terremoto originó daños en una zona menos extensa que la del primer terremoto. Los principales daños se concentraron en los Departamentos de La Paz, San Vicente, San Salvador y Cuscatlán. Cabe señalar que numerosas edificaciones que solamente habían sido dañadas con el primer terremoto, fueron completamente destruidas por el segundo. Se produjeron derrumbes y deslaves en extensas zonas de alta pendiente ubicadas en las laderas del volcán de San Vicente y partes de la Cordillera del Bálsamo, especialmente en derredor del lago de Ilopango y en el curso del río Jiboa. En esta ocasión las pérdidas fueron de 315 personas y 3, 300 heridas (CEPAL, 2001).

Es tomando en cuenta estos antecedentes, que se consideraron estos tres terremotos, para los cuales se analizó una amplia gama de registros ó acelerogramas, basando nuestro método de selección mediante la evaluación de la aceleración espectral de cada registro correspondiente al período predominante de cada estructura, considerando el caso más desfavorable el mayor valor de aceleración de todo el conjunto de acelerogramas.

Es así que, para cada edificio, en su respectiva dirección X-X y Y-Y, se obtuvo un registro específico, al cual será sometida la estructura, y sus respectivas aceleraciones espectrales están resumidas en la siguiente tabla:

EDIFICIO DE TRES NIVELES				
Eje	Sismo	Origen de registro	Período	Aceleración espectral (g)
X - X	10 DE OCTUBRE 1986	Centro de Investigación Geológica	0.34	1.72
	13 DE ENERO 2001	Hospital San Rafael	0.34	1.59
	13 DE FEBRERO 2001	Zacamil	0.34	0.81
Y - Y	10 DE OCTUBRE 1986	Centro de Investigación Geológica	0.24	1.95
	13 DE ENERO 2001	Unidad de Salud San Pedro Nonualco	0.24	1.76
	13 DE FEBRERO 2001	Zacamil	0.24	0.90
EDIFICIO DE CINCO NIVELES				
Eje	Sismo	Origen de registro	Período	Aceleración espectral (g)
X - X	10 DE OCTUBRE 1986	Instituto Geológico Nacional	0.51	1.51
	13 DE ENERO 2001	Unidad de Salud San Pedro Nonualco	0.51	2.23
	13 DE FEBRERO 2001	Unidad de Salud Tonacatepeque	0.51	0.76
Y - Y	10 DE OCTUBRE 1986	Instituto Geológico Nacional	0.49	1.47
	13 DE ENERO 2001	Hospital San Rafael	0.49	1.88
	13 DE FEBRERO 2001	Unidad de Salud Tonacatepeque	0.49	0.74
EDIFICIO DE OCHO NIVELES				
Eje	Sismo	Origen de registro	Período	Aceleración espectral (g)
X - X	10 DE OCTUBRE 1986	Instituto Geológico Nacional	0.76	1.53
	13 DE ENERO 2001	Unidad de Salud Armenia	0.76	1.73
	13 DE FEBRERO 2001	Unidad de Salud Tonacatepeque	0.76	0.82
Y - Y	10 DE OCTUBRE 1986	Instituto Geológico Nacional	0.56	1.52
	13 DE ENERO 2001	Unidad de Salud San Pedro Nonualco	0.56	1.77
	13 DE FEBRERO 2001	Unidad de Salud Tonacatepeque	0.56	0.75

Tabla 2.3.2 Registros sísmicos aplicados a cada edificio en sus respectivos ejes X-X e Y-Y

2.3.2.5. Criterios de falla a utilizar.

En este apartado se definirán los parámetros utilizados para el análisis dinámico incremental al cual serán sometidas las estructuras, con el fin de encontrar su estado límite de falla. Para ello, se consideran en dos grupos: falla global y falla local. A continuación se muestran los criterios de falla tanto local como global :

a) **Local.** Se utilizarán tres criterios de falla local, los cuales se presentan a continuación:

- Cuando se exceda la curvatura última del elemento:

$$\phi_u = \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)}{d} \quad (2.24)$$

- Cuando se exceda la resistencia a cortante según ACI-95:
El cortante último es calculado de la siguiente manera:

$$V_u = V_c + V_s \quad (2.25)$$

a) Para vigas:

- Contribución del concreto:

$$V_c = 0.53b_w d \sqrt{f'c} \quad (2.26)$$

- Contribución del acero:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (2.27)$$

b) Para columnas:

- Contribución del concreto:

$$V_c = \left[0.55 \frac{N_u}{2000b_w d} - 1 \right] b_w d \sqrt{f'_c} \quad (2.28)$$

- Contribución del acero:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

b) Global. Para este tipo de falla se considerarán tres casos, los cuales son listados a continuación:

- Cuando se exceda el valor límite de la deriva de entrepiso, es decir:

$$ID > 0.015h_{sx} \quad (2.29)$$

Para nuestro caso, todas las alturas de entre piso son de 3.50 mts:

$$ID > (0.015)(3.50)$$

$$ID > 0.0525 \text{ mts.}$$

- Cuando se forme un mecanismo conocido como “piso débil” en cualquier entrepiso, como se ve en la Fig 2.16.

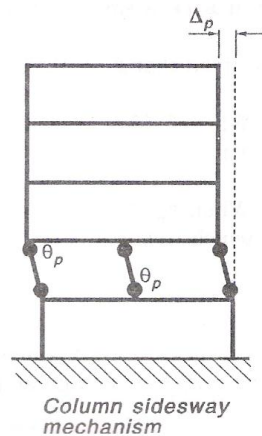


Fig. 2.16. Mecanismo de falla de columnas.

- Cuando se de una pérdida de la resistencia total de más del 10% en la curva de pushover dinámico, la cual relaciona el máximo valor de cortante que soporta la estructura con su correspondiente valor de desplazamiento.
- Cuando se alcance un valor mayor que 0.30 en el índice de estabilidad, el cual está definido de la siguiente manera:

$$\theta = \frac{P \cdot \Delta}{C_d \cdot h_x \cdot V} \quad \text{donde,}$$

P= fuerza axial

Δ= deriva de entrepiso

C_d = Coeficiente de amplitud de desplazamiento

h_x = Altura de entrepiso

V = fuerza Cortante

2.3.4. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA).

Este es un método de análisis reciente y es utilizado para estimar más profundamente el comportamiento estructural bajo cargas sísmicas. Este método consiste en someter un modelo estructural a uno ó más registros de movimiento de terreno, cada uno aumentado y/o reducido a múltiples niveles de intensidad, obteniendo así, una ó más curvas de respuesta vrs. el nivel de intensidad.

Este método es ampliamente aplicable e incluye los siguientes objetivos:

- Mejor conocimiento del rango de respuestas ó demandas versus el rango de posibles niveles de registros de movimiento del terreno.
- Mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural a medida que la intensidad del movimiento del terreno aumenta.
- Produce estimaciones de la capacidad dinámica del sistema estructural global.

Estos objetivos solo son algunos de los que pueden ser apreciados en una grafica del análisis dinámico incremental, así, pueden haber otros dependiendo de los parámetros graficados en dicha curva.

El procedimiento para realizar este análisis está descrito a continuación:

1. Como primer paso, es necesario seleccionar un registro de aceleración de una base de datos de movimiento del terreno, y será un acelerograma natural, sin escala, tal como fue registrado. Este tendrá el registro de aceleraciones del terreno para cada intervalo de tiempo.
2. Luego hay que definir un Factor de Escala (SF), el cuál tendrá el propósito de aumentar ó reducir el acelerograma natural. Si $SF = 1$ significa el acelerograma

natural, si $SF > 1$ es el acelerograma aumentado y si $SF < 1$ es el acelerograma reducido.

3. Definir una Medida Escalable de Intensidad del Movimiento del Terreno (ó simplemente Medida de Intensidad, IM). Algunos ejemplos de estas medidas pueden ser la Aceleración Máxima del Terreno (PGA), la Velocidad Máxima del Terreno (PGV), la Aceleración Espectral correspondiente al primer modo de vibración de la estructura ($S_a(T_1)$). Estas medidas de intensidad deben satisfacer la propiedad de ser proporcionales al factor de escala.
4. Definir una Medida de Daño (DM), la cuál caracteriza la respuesta del modelo estructural debido a la carga sísmica. Algunas opciones de esta medida pueden ser el máximo cortante basal, rotaciones de los nudos, ductilidades máximas de entrepiso, índices de daño, desplazamiento máximo del techo, etc. Estas medidas de daño fueron definidas en la sección anterior como los parámetros de falla, los cuales utilizaremos en nuestro estudio. La selección de cualquiera de estas medidas debe ser hecha de acuerdo a lo que el analista quiera estudiar, y depende también de su aplicación y de la estructura misma.
5. Luego de haber definido todos estos parámetros anteriores, la estructura es sometida a una serie de corridas utilizando los diferentes acelerogramas escalados, en el cuál sus medidas de intensidad fueron escogidas para cubrir el rango de comportamiento elástico, no-lineal y colapso de la estructura. Aquí se registran las medidas de daño del modelo estructural a cada nivel de intensidad del movimiento del terreno.

2.4 ESTRATEGIA DE CÁLCULO POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.

Si realizamos un experimento sobre una viga simplemente apoyada sometida a una carga creciente P , y medimos la deflexión en un punto determinado podemos obtener el diagrama P - f (Fuerza – deflexión) para los diferentes incrementos de P como se muestra a continuación.

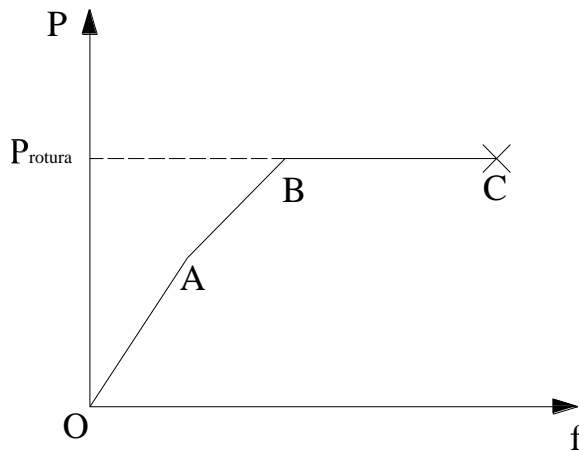


Figura 2. 17. Diagrama fuerza-deflexión (P - f).

En el gráfico anterior se puede observar que hasta antes de llegar al punto A toda la viga se comporta de forma elástica. Al llegar al punto A se produce una rótula plástica en el apoyo intermedio. Al llegar al punto B se producirán dos rótulas plásticas en el punto de máxima deflexión de cada tramo.

Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar.

En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema [Aguilar Falconi, 2000].

Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar un modelo de plasticidad concentrada, en el cual, el daño se concentra solo en un punto [Giberson, 1969], no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño ó se puede utilizar una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.

2.4.1 MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA

En este método el daño se concentra en un solo punto; es decir, no se considera una longitud de daño para el elemento. Es un modelo muy sencillo, pero se obtienen buenos resultados [Paulina, 2004].

2.4.1.1. Diagrama momento curvatura

La formación de rótulas plásticas se da por la constante degradación de la rigidez de los elementos. Para verificar el cambio en la rigidez se establece el diagrama momento curvatura para la sección de un elemento determinado.

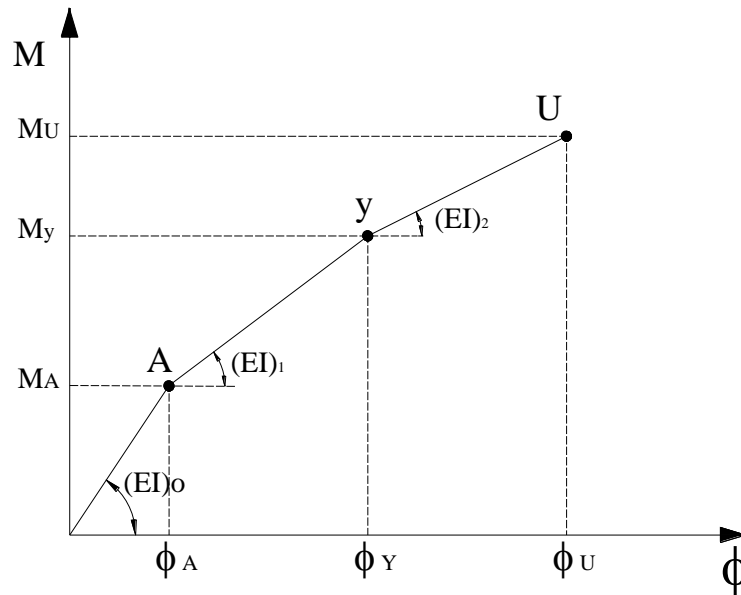


Figura 2. 18. Diagrama momento curvatura.

El comportamiento elástico de la viga se define hasta el punto A, pero en el punto A se produce una rótula plástica. El punto Y es cuando fluye el acero a tensión y el punto U se refiere a la capacidad última a compresión del concreto.

Si el momento actuante es menor que M_A se tendrá la rigidez $(EI)_0$, si el momento actuante supera M_A pero es menor que M_y se trabajará con la rigidez $(EI)_1$, finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_y se deberá trabajar con $(EI)_2$.

Conocer el diagrama momento curvatura de un elemento es muy importante ya que podemos conocer cual es la capacidad de ductilidad por curvatura del elemento. Si un elemento posee poca capacidad de ductilidad por curvatura, este presentará una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, que no es deseable. Lo ideal sería

que el elemento posea una capacidad de ductilidad por curvatura alto para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía, y que se realice una distribución de momentos para que todos los elementos trabajen de una forma adecuada. Los modelos de plasticidad se utilizan para simular el daño que sufrirán los elementos de una estructura ante una demanda sísmica cuando el momento actuante supere a M_A .

Para representar de forma matemática este modelo, se considera que el elemento está compuesto por una parte rígida (Extremos de unión viga-columna), y una parte elástica (En el centro del claro, entre las partes rígidas).

La formulación del modelo de plasticidad concentrada, se basa en los principios básicos del Análisis Matricial de Estructuras, se considera que el elemento esta compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez $(EI)_a$ (Rigidez a flexión en el nudo inicial), otro que tiene longitud L' de rigidez $(EI)_o$ (Rigidez a flexión el centro de la luz), y por último el otro extremo de plasticidad $(EI)_b$ (Rigidez a flexión en el nudo final). Estos datos se obtienen del respectivo diagrama momento curvatura.

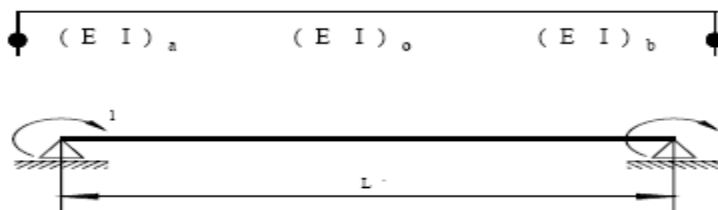


Fig. 2.19. Modelo de plasticidad concentrada.

El término de flexibilidad f_{11} es la rotación en el nudo inicial cuando se aplica un momento unitario en dicho punto, de igual forma se obtiene el término f_{22} aplicando un momento en el nudo final.

La degradación de la rigidez calculada es la que genera la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, sean vigas, columnas, paredes de corte; específicamente en las partes rígidas cerca de las uniones vigas-columnas o en los empotramientos.

En esta modelación de plasticidad concentrada, la rótula plástica únicamente se puede formar en la longitud de los extremos rígidos, debido a que las acciones de mayor magnitud se estima se darán en esa región. En este modelo no puede existir una rótula en el centro del claro, es decir, en la parte flexible que posee la ductilidad necesaria para disipar la energía inducida por una demanda sísmica en la estructura.

La longitud rígida para la formación de rótulas, dependerá del elemento estructural que se analice y de las condiciones de apoyo. No será la misma para una pared estructural que para una viga o una columna, ya que la rotación del extremo rígido será diferente para cada uno de ellos.

De manera general, en este modelo se establece que la rótula plástica se formará en la unión de la parte rígida con la flexible en el instante que el acero a tensión en un

elemento alcance la fluencia, se considera que en ese punto la sección del elemento no será capaz de soportar las acciones impuestas.

2.4.1.2. Propiedades de rótulas

La curvatura del comportamiento no lineal de un elemento de concreto reforzado se puede representar por una rótula plástica y generalmente se asume que ocurre dentro de una longitud equivalente de rótula plástica. Sin embargo, en investigaciones recientes por Chai et al. en 1991, fue propuesta la siguiente ecuación:

$$l_p = 0.08l + xd_p \quad (2.30)$$

Donde

l_p : Es la longitud desde la sección crítica hasta el punto de contraflexión.

d_p : Es el diámetro nominal del reforzamiento longitudinal usado en el elemento.

$x = 6$ para reforzamiento longitudinal de grado 40.

$= 9$ para reforzamiento longitudinal de grado 60.

2.4.2. MODELO DE PLASTICIDAD POR FIBRAS.

Los elemento estructurales son considerados, generalmente, en el análisis de daño o modelación de estos en forma de “línea”, el método de modelado por fibras pretende establecer un acercamiento de la armazón de los elementos de “la línea”; esto permite la estimación exacta de distribución de daño estructural y la prolongación de la

inelasticidad del material a lo largo de la longitud del miembro como en el área de la sección esto se puede representar explícitamente a través del empleo de una aproximación de modelado por fibras.

El estado de esfuerzo-tensión particular de los elementos de la estructura se obtiene a través de la integración uniaxial de la respuesta no lineal del esfuerzo-tensión de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido, esto se realiza haciendo uso de la discretización de la sección de concreto reforzada en un conjunto de fibras unidimensionales típicamente axiales, con una longitud definida y con su respectiva relación esfuerzo – deformación, esta discretización de la estructura permite su resolución planteando un sistema de ecuaciones lineales y se aplica fácilmente a cualquier estructura por complicadas que sean sus características geométricas y condiciones de carga.

Un ejemplo de esto se establece en la figura 2.20, en donde se puede observar el análisis que se realiza primero dividiendo la sección completa en elementos con forma sencilla elegida para el caso elementos cuadrados estableciéndose para cada uno de ellos, las condiciones de contorno y equilibrio a través de los nodos, luego separando la sección en tres partes, concreto confinado, concreto no confinado y acero longitudinal se realiza esto en el modelo para incluir el efecto del confinamiento del concreto en la resistencia del elemento debido al refuerzo transversal.

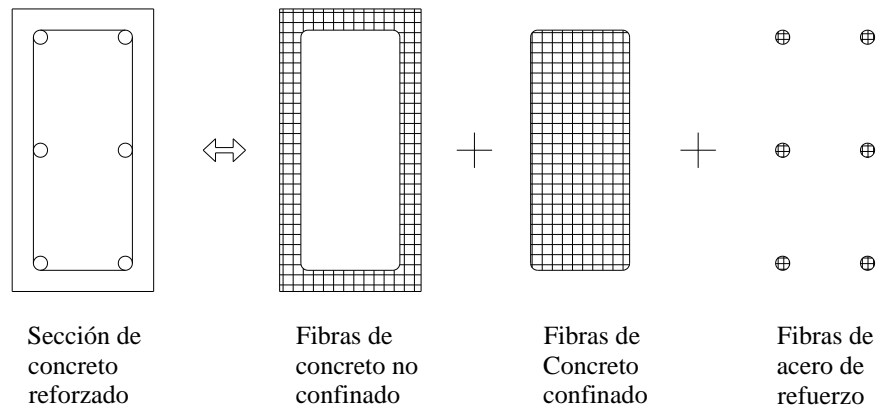


Figura 2. 20. Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.

La distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro se establece entonces, como un producto de formulación cúbica inelástica en los elementos de la viga o columna, es decir en su longitud y sección transversal, en donde el modelado se lleva cabo a través del empleo de dos integraciones de tensiones de fibras en los puntos de control de Gauss en cada sección del elemento estructural para la integración numérica de las ecuaciones gobernantes de la formulación cúbica, en la figura 2.21 se establecen en el miembro estructural dos puntos de control de Gauss, dividiendo el miembro en tres elementos y en cada uno de los extremos de ellos sus respectivas secciones de integración.

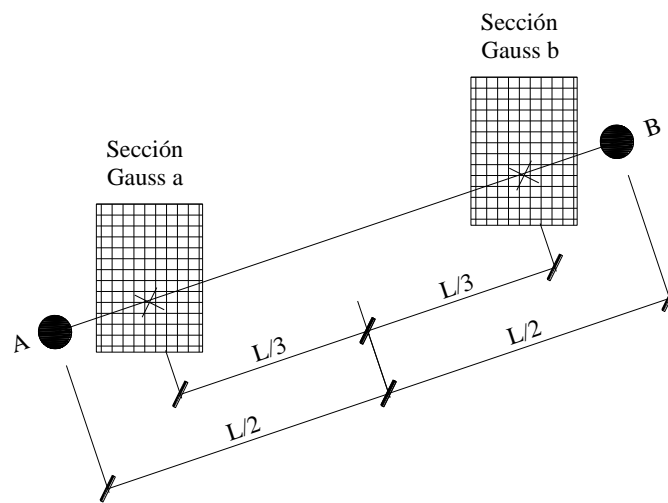


Figura 2. 21. Modelo de miembro estructural con secciones de Gauss.

En este sistema local, son empleados seis grado de libertad básicos, como es mostrado en la figura 2.22, en donde se definen los desplazamientos del elemento locales y fuerzas interiores, en los puntos de control de las secciones se colocan ejes locales, en este caso definidos como 1, 2 y 3, se obtienen los desplazamientos axiales y las rotaciones en todos los ejes, del mismo modo se establecen las tensiones axiales interiores y los momentos torsores en cada eje.

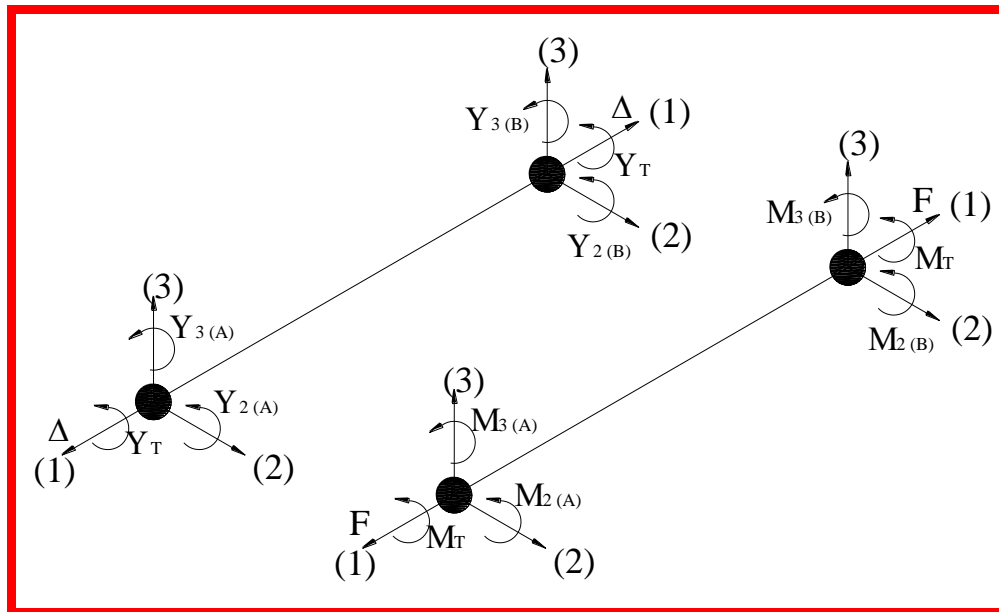


Figura 2.22. Modelo de ejes de referencias.

La interacción entre la fuerza axial y la deformación transversal del elemento (efecto de viga-columna), además, está implícitamente incorporada en el elemento la formulación cúbica sugerida por Izzuddin en 1991, en donde los estados de tensión dentro del elemento son completamente definidos por la tensión axial generalizada y curvatura a lo largo del eje de referencia del elemento (x).

Es supuesta una constante generalizada ($\Delta x = \Delta$) para la función de forma de tensión axial en la formulación cúbica adoptada, los resultados en su aplicación es solamente válida modelar la respuesta no lineal de miembros relativamente cortos [Izzuddin, 1991] y se requiere de varios elementos (3-4 por miembro estructural) para el modelado exacto de miembros de marcos estructurales.

Esto, sin embargo, normalmente no constituye una limitación para el método ya que la subdivisión del miembro es un requisito previo de la filosofía de modelado de fibra solicitado para la representación adecuada de las no linealidades del material.

Las tensiones del cortante en la sección del elemento no son modelados, así el estado de tensión de una sección es solamente representado por la curvatura centroidal y las tensiones axiales [Izzuddin, 1991]. Además, las tensiones de alabeo y efectos torsionales (distorsión de la sección) tampoco son considerados en la formulación actual.

Si un número suficiente de elementos se usa (5-6 por el miembro estructural) la longitud de rótula plástica en miembros estructurales sujeta a niveles altos de inelasticidad de material puede estimarse con precisión.

Si se emplea un número suficiente de fibras, la distribución de la no linealidad del material por el área de la sección es con precisión modelado, incluso en un rango muy inelástico.

A diferencia del modelo de rótula con comportamiento de plasticidad concentrada, las rótulas tipo fibra permiten: Una transición gradual entre el rango elástico y plástico de la sección, considerar la interacción entre los distintos tipos de esfuerzos, y evaluar en forma sencilla los esfuerzos en el elemento a partir de una integración sobre la sección.

CAPÍTULO 3

3.1 NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO (NTDS).

En esta norma se establecen las bases y criterios de diseño, para que las estructuras tengan la seguridad adecuada, ante la presencia de eventos sísmicos. El diseño involucra la definición de una sismo-resistencia base única a ser distribuida a través de la altura de la estructura. La sismo-resistencia base es la demanda sísmica mínima especificada para la facilidad, que también debería cumplir con un desvío máximo permitido basado en respuesta inelástica. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallan a continuación:

3.1.1 BASES DE DISEÑO.

Estas recomendaciones tratan de proporcionar al ingeniero, una guía para la toma de decisiones en función de los requisitos, parámetros y análisis relativo a la selección de fuerzas laterales; estos parámetros comprenden: La zonificación sísmica, características del sitio, categoría de ocupación, configuración y sistema estructural; tal guía es especialmente importante en la etapa inicial de diseño, donde hay un gran número de opciones.

3.1.2 ZONA SISMICA.

El factor de zona “A” de la NTDS esta basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona. De ahí la importancia que representa tener un estudio de micro

zonificación sísmica, especialmente en San Salvador, que es donde se concentra el mayor crecimiento poblacional y riesgo sísmico.

El país está dividido en dos zonas sísmicas a lo largo de una línea noroeste a sudeste paralela al litoral del Pacífico y aproximadamente 70 Km alejada de éste, que va de San Antonio Pajonal en la frontera con Guatemala al río Goascorán en la frontera con Honduras. Se asigna un factor de 0.40 a la Zona I y corre entre el litoral costero y la división interna. Se asigna un factor de 0.30 a la Zona II. Se consideran tres niveles de intensidad sísmica. A pesar de que no está explícitamente establecido, a una ocupación normal se le asigna un nivel de intensidad sísmica, a una ocupación especial se le asigna un 20% de incremento sobre dicha intensidad y a las facilidades esenciales y peligrosas se les asigna un 50% de incremento sobre la mencionada intensidad sísmica. El Libro Azul SEAOC 1990, afirma que un factor 0.40 como el que se asigna a la Zona I es representativo de la aceleración pico efectiva esperada (APE) que tiene una probabilidad de 10 por ciento de exceder en 50 años. Esto representa un período de recurrencia de 475 años para la APE. A pesar de que el documento afirma en sus comentarios que en vez de incrementar la intensidad a tan altos niveles, los detalles del diseño y construcción a menudo dominan el desempeño sísmico, éste no permite explícitamente el uso de niveles más bajos cuando se provee una capacidad de disipación de energía adicional, redundancia en los sistemas de resistencia a fuerza lateral, detalles especiales para control de daños y seguridad de calidad en la construcción.

3.1.3 GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DE SITIO.

Para cuantificar los efectos de la geología del lugar y la característica del suelo, es necesario conocer el tipo de suelo y profundidad a la que se encuentra el estrato rocoso, en nuestra norma se han resumido en los coeficientes de sitio C_o y T_o , las propiedades de los perfiles que se encuentran en nuestro país.

Se establecen cuatro tipos de suelo a partir de datos geotécnicos apropiadamente sustentados. En lugares donde las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar el tipo de perfil de suelo, se utilizará el perfil de suelo S3. A mayores profundidades de los límites establecidos en cada una de las categorías, se utilizará el tipo de perfil de suelo S1(a). Los cuatro tipos de suelo ayudan a definir el valor máximo y el contenido de frecuencia del paquete del espectro de respuesta de aceleración efectiva.

3.1.4 CATEGORIAS DE OCUPACION.

En la NTDS se describen las diferentes categorías de ocupación, de acuerdo al uso y función de la estructura; luego se asigna el factor de importancia, en el que al incrementar las fuerzas de diseño para estructuras especiales, tiende a mejorar el comportamiento sísmico y proporcionar una mayor seguridad para dichas estructuras. Sin embargo, la norma reconoce que para estos propósitos, resulta más efectivo mejorar aspectos tales como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema resistente a fuerzas laterales, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y la construcción.

Se definen tres categorías:

- I, Facilidades Esenciales y de Alto Riesgo ($I = 1.5$);
- II, Estructuras de Ocupación Especial ($I = 1.2$);
- III, Estructuras de Ocupación Normal ($I = 1.0$)

3.1.5 CONFIGURACION ESTRUCTURAL.

De acuerdo a su configuración estructural, las estructuras se consideran como regulares e irregulares.

3.1.5.1 Estructuras regulares.

Son aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales

3.1.5.2 Estructuras irregulares.

Son aquellas que tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales. Las irregularidades verticales y en planta, pueden dar lugar a cargas y deformaciones significativamente distintas a las asumidas en el método estático equivalente, por lo que es necesario analizar un análisis dinámico para cuantificar de una manera más exacta los puntos con excesivas concentraciones de esfuerzos y de esta forma mitigarlos.

Los criterios para determinar irregularidades verticales y en planta, se resume a continuación:

Irregularidades verticales:

- A. Irregularidad de Rigidez- Piso suave
- B. Irregularidad de Peso (masa)
- C. Irregularidad Geometrica Vertical
- D. Discontinuidad dentro de Plano en elemento de Resistencia de Fuerza Lateral Vertical
- E. Discontinuidad en Capacidad- Piso Debil

Irregularidades en Planta:

- A. Irregularidad Torsional, cuando los diafragmas no son flexibles
- B. Esquinas Reentrantes
- C. Discontinuidad de Diafragma
- D. Compensaciones fuera del plano
- E. Sistemas no paralelos.

3.1.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Los sistemas estructurales se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va utilizar en el diseño, de acuerdo a este, se clasifican los sistemas estructurales y su respectivo valor del factor de modificación de respuesta R , amplificación de desplazamiento C_d , y limite de altura H , dichos valores han sido establecidos basándose en las capacidades relativas de los sistemas del edificio para disipar energía en el rango pos-elástico.

Se definen cinco sistemas estructurales y un valor R se asigna a cada uno. Este valor R es un factor de calidad de sistema que identifica el nivel aceptable de demanda de deformación inelástica. También se asignan a cada sistema, limitaciones de altura H y factores de desplazamiento C_d . La diferencia en los valores de R y C_d refleja la presencia de sobre resistencia en los diferentes sistemas.

3.1.6.1 Marco de concreto con detallado especial (Sistema “A.1”).

Son marcos no arriostrados que resisten en su totalidad las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña le estructura, presentan una gran capacidad de absorción de energía, pero para que pueda desarrollarse esta ductilidad, debe cumplir con los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto, las cuales tienden a asegurar que no se presenten fallas frágiles y pandeos inelásticos y que la capacidad de los marcos este gobernada por la acción flexionante de las vigas.

3.1.7 FUERZAS ESTATICAS DE DISEÑO Y EFECTOS RELACIONADOS.

3.1.7.1 Cortante basal de diseño y coeficiente sísmico.

El método estático equivalente, es el método simplificado de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta las estructuras al presentarse un sismo, el cual consiste en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de la estructura, al ser diseñadas. El coeficiente sísmico es multiplicado por el peso de la estructura, el cual toma aspectos tales como: Factor de zona (A), factor de importancia (I), coeficientes de sitio C_o y T_o , el factor de modificación de respuesta (R) y el periodo de la estructura (T), que es calculado:

$$V = C_s W \quad (3.1)$$

En donde:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad (3.2)$$

3.1.7.2 Período de la estructura.

El periodo de la estructura (T) se determina mediante el procedimiento:

- Método A: Para todos los edificios, el valor de T puede calcularse mediante la siguiente formula:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (3.3)$$

Donde $C_t = 0.073$ para sistemas de marcos con detallado especial.

Estos valores intentan fijar el límite inferior de los periodos de la estructura diseñados según la NTDS; estudios recientes del periodo, han demostrado que

esta ecuación proporciona valores entre el 80% y 90% del valor menor del periodo medido.

La NTDS reconoce que los valores de C_i proporciona periodos estimados menores que los valores obtenidos en el rango elástico y mucho menor que los obtenidos en el rango post-elástico.

- Método B: El periodo fundamental del edificio puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis apropiado como la expresión de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i^2}} \quad (3.4)$$

En donde:

W_i : Peso del nivel i

F_i : Fuerza lateral del nivel i

δ_i : Desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base, provocado por la fuerza F_i

g : Aceleración de la gravedad

El valor de C_s obtenido no debe ser menor del 80% del método A.

3.1.8 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA CORTANTE.

Los valores de F_i , representan cualquier distribución aproximada de fuerzas laterales.

En ausencia de un procedimiento riguroso, la fuerza toral debe distribuirse en la altura de la estructura, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum W_i h_i} \quad (3.5)$$

En donde:

F_x : Fuerza lateral aplicada en el nivel x

V : Cortante basal

F_t : Fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg., que se calcula con la expresión $F_t : 0.07TV$ y su valor no debe ser mayor de $0.25V$

W_x : Peso de la estructura en el nivel x

h_x : Altura desde la base hasta en piso x

$\sum W_i h_i$: Sumatoria de peso por altura desde el nivel i hasta el nivel n

3.1.9 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE.

El cortante de diseño V_x en cualquier entrepiso, es la suma de las fuerzas F_x y F_t arriba de ese entrepiso. V_x deberá ser distribuido en los diferentes elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces.

Debe hacerse las consideraciones necesarias para el incremento de cortante debido a la torsión cuando los diafragmas no sean flexibles; los diafragmas deben considerarse flexibles cuando la máxima deformación lateral del diafragma, sea dos veces mayor que el promedio de la deriva de entrepiso.

El momento torsionante de diseño en un entrepiso dado, será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño de los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales de ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante incremental.

El momento torsionante accidental se calculara asumiendo que en cada piso la masa esta desplazada a ambos lados del centro de masa calculado una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese piso, en dirección perpendicular a la fuerza en consideración.

3.1.10 DETERMINACION DE LOS LÍMITES DE DERIVA DE ENTREPISO.

La deriva de entrepiso Δ , debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales δ_x de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total δ_x del centro de masa del nivel x , deberá ser evaluado de acuerdo a la expresión:

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} \quad (3.6)$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ deberá ser incrementado por el factor relativo a los efectos $P-\Delta$.

Los valores de deriva de entrepiso no deberán exceder los valores admisibles.

3.1.11 EFECTOS $P-\Delta$.

El efecto $P-\Delta$ sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso, no necesita ser considerado cuando el coeficiente de estabilidad θ sea menor o igual a 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (3.7)$$

En donde:

P_x : Carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso x

Δ : Deriva de entrepiso

V_x : Cortante del entrepiso x

h_{xx} : Altura de entrepiso

C_d : Factor amplificador de desplazamientos

El coeficiente de estabilidad θ no debe exceder a θ_{\max}

$$\theta_{\max} = \frac{0.7}{B.C_d} \leq 0.25 \quad (3.8)$$

Donde B es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso comprendido entre el piso x y el $x-1$. Puede tomarse conservadoramente como 1.0

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a θ_{\max} , el incremento de la deriva de entrepiso, fuerza cortante y momentos debe estimarse adecuadamente, multiplicando estos valores por el factor $\frac{1}{(1-\theta)}$.

Cuando θ es mayor que θ_{\max} , la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

3.1.12 COMBINACIONES DE CARGA INCLUYENDO EFECTOS DE CARGA SÍSMICA ORTOGONAL.

Ni las previsiones de 1994 ni las de 1989 dan explícitamente las combinaciones de carga que deben utilizarse para el diseño sísmico resistente de estructuras para El Salvador. Las previsiones se refieren solamente a la determinación de las acciones sísmicas por medio de la determinación de fuerzas laterales en el diseño simplificado y de fuerzas horizontales y verticales para el análisis dinámico. Las combinaciones de carga se dejan para las previsiones particulares de los diferentes materiales de

construcción a ser utilizados. No se establecen modificaciones a ninguna de las previsiones referidas (ACI 318, etc.). Los efectos ortogonales, se hacen previsiones para la consideración de los efectos de movimientos de terremoto actuando en direcciones que no son paralelas a la dirección de resistencia bajo consideración. El requisito de que los efectos ortogonales sean considerados es satisfecho si los elementos estructurales están diseñados para el 100% de las fuerzas sísmicas prescritas en una dirección más 30% de las fuerzas prescritas en la dirección perpendicular. La combinación que requiere la mayor resistencia de componente es en este caso, utilizado para el diseño. Alternativamente, las dos direcciones ortogonales pueden ser combinadas basándose en la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS o en la Combinación Cuadrática Completa, CQC.

3.2 NORMA TECNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

3.2.1 OBJETIVOS Y ALCANCES.

La Norma Técnica establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto.

3.2.2 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO

3.2.2.1 Requisitos generales.

Este capitulo contiene requisitos especiales para el diseño y construcción de elementos de estructuras de concreto reforzado, para las cuales se han determinado fuerzas de diseño relacionadas con movimientos sísmicos, en base a su capacidad de disipar energía en el rango no lineal de respuesta.

3.2.2.2 Requisitos para elementos a flexión en marcos con detallado especial.

Los elementos de marcos diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismo y dimensionados principalmente para resistir flexión, deben satisfacer las siguientes condiciones:

- La carga axial de compresión factorizada, en el elemento no debe exceder $0.1f'_cA_g$
- El peralte efectivo del elemento no debe ser mayor que la cuarta parte del claro libre.
- La relación ancho- peralte no debe ser menor de 0.3

- El ancho no debe ser menor de 0.25 m ni mayor que el ancho de la columna a la que llega mas de $\frac{3}{4}$ del peralte de la viga, a ambos lados de la columna.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más del 25% de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

3.2.2.3 Refuerzo longitudinal.

- En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, la cantidad de refuerzo tanto superior como inferior no debe ser menor de $0.8\sqrt{\frac{f'_c b_w d}{f_y}}$, ni mayor de $0.025b_w d$. Al menos dos varillas deben disponerse en forma continua, tanto en el lecho superior como el lecho inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo, proporcionada en la misma cara del nudo. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia máxima a momento, proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos
- Los traslapes de flexión se permiten únicamente cuando se proporcionan estribos a lo largo de la longitud de traslapes, no debe exceder de $\frac{d}{4}$ o 10 cm. No deben hacerse traslapes:
 - a. En los nudos.
 - b. En la zona localizada a dos veces el peralte del elemento desde la cara del nudo
 - c. En ubicaciones donde el análisis indique fluencia en flexión causada por desplazamientos inelásticos del marco

3.2.2.4 Refuerzo transversal.

- Debe colocarse refuerzo transversal de confinamiento de diámetro mayor o igual a la varilla $N^{\circ}3$, en las siguientes regiones de las vigas:
 - a. En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara de la columna hacia el centro del claro, en ambos extremos de la viga.
 - b. En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, a ambos lados de cualquier sección en donde pueda ocurrir fluencia por flexión, causada por los desplazamientos inelásticos del marco.

- El espaciamiento máximo de estribos en zonas confinadas no debe exceder de:
 1. $d/4$
 2. 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal de diámetro mas pequeño
 3. 24 veces el diámetro del estribo
 4. 30 cm.

- El primer estribo debe colocarse a no mas de 5 cm. de la cara de la columna
- En zonas confinadas, las varillas longitudinales sobre el perímetro, deben tener apoyo lateral cuando la separación de una varilla lateralmente, sea mayor de 15 cm.
- Fuera de la zona confinada, el espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de $d/2$ o 30 cm.

3.2.2.5 Requisitos para elementos sometidos a flexión y carga axial en marcos con detallado especial.

Los requisitos de esta sección se aplican a elementos de marco que resisten fuerzas inducidas por sismos que tienen una carga axial de compresión factorizada de $0.1f'_cA_g$ y debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La dimensión transversal mínima no debe ser menor de 30 cm.
- La relación entre la mayor y menor dimensión no debe ser menor de 0.4
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no debe exceder de 15.
- La carga axial de compresión factorizada no debe ser mayor de $0.5f'_cA_g$, para cualquier combinación de carga.

3.2.2.6 Resistencia mínima a flexión.

La resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer el requisito de Columna fuerte- Viga débil:

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (3.9)$$

En donde:

$\sum M_e$: Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo.

$\sum M_g$: Suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo, tomado al centro del nudo.

Para garantizar la estabilidad de un marco y mantener su capacidad para soportar cargas verticales mientras experimenta grandes desplazamientos laterales, se requiere que las deformaciones inelásticas, por lo general, sean restringidas a las vigas (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 1986)

3.2.2.7 Refuerzo longitudinal.

El porcentaje de refuerzo longitudinal " ρ ", no debe ser menor del 1% ni mayor del 4%.

3.3 DESARROLLO DE LOS REGLAMENTOS SÍSMICOS

Durante los años de 1942-57 en la ciudad de San Salvador fueron construidos los primeros edificios en base a marcos de concreto armado como sistema estructural, de tres o más niveles (hasta ocho plantas), incorporando paredes de mampostería con el supuesto de que esta inclusión implicaba un aumento en la seguridad estructural sin ser consideradas en el análisis, llevándose a cabo los análisis aplicando una aceleración horizontal de 0.10 g uniformemente distribuida en toda la altura de la estructura (Lara, 1987). Se utilizaban las versiones existentes del reglamento norteamericano para estructuras de concreto ACI-318, el reglamento mexicano de diseño sísmico de 1962, y las normas alemanas para el diseño de estructuras de concreto DIN 1045. Ulrich (1946) reportó que se iba a introducir en un reglamento sísmico con un factor de cortante basal de 0.2 para el diseño de estructuras, sin embargo, según Rosenblueth no existieron evidencias de que esta recomendación haya sido utilizada.

3.3.1. EL PRIMER CÓDIGO.

Para el diseño sismorresistente a nivel nacional fue introducido en 1966 en respuesta al sismo del 3 de mayo de 1965, basado en las regulaciones del código de Acapulco (Guerrero, México), siguiendo recomendaciones realizadas en un reporte preparado por Rosenblueth (1965) para la UNESCO, sugiriendo que las normas para diseño de construcciones de Acapulco o las normas chilenas, eran adecuadas a las características de los temblores intensos que pueden ocurrir en la región, ya que ambos códigos se encontraron entre los que se refieren a condiciones más similares a las de El Salvador.

La zonificación sísmica presentada en el código de 1966 divide al país en dos zonas, la Zona I con la más alto nivel de amenaza, la cual incluye la cadena volcánica y las zona costera (Figura 26), y la Zona II de menor nivel de amenaza, la cual abarca la

zona norte del país. El máximo valor de coeficiente de cortante basal en este código es de 0.39, el cual es más grande que el máximo de 0.312 para el código de Acapulco de 1966 (Dowrick, 1977). No fue posible obtener registros acelerográficos para el terremoto del 3 de mayo de 1965, por lo que Rosenblueth estimó la aceleración máxima del terreno entre 0.5-0.78 g, obtenida a partir del desplazamiento de máquinas pesadas en las fábricas cerca del epicentro. También analizó un registro de un sismoscopio situado lejos del epicentro, estimando una aceleración del terreno de 0.44 g.

Rosenblueth (1966) propone que dado que los sismos de origen muy superficial (<25 kms) ubicados en la cadena volcánica tienen características diferentes que los originados en la zona de subducción, se tendría que proceder a elaborar no una, sino dos zonificaciones para el país, una para cada tipo de sismo. La primera correspondería a movimientos de corta duración con un contenido de altas frecuencias (sismos muy superficiales), la cual tendría franjas paralelas al eje volcánico, con una disminución rápida de la intensidad con respecto a dicho eje. La segunda zonificación correspondería a movimientos de larga duración y de largo período (sismos de la subducción), y tendría amplias franjas paralelas a la costa, con una disminución de la intensidad desde la distancia con el litoral. Estas recomendaciones no fueron incorporadas debido a la escasez de datos disponibles hasta el momento. Este código no incluye la geología de sitio en la especificación de cargas sísmicas.

El **segundo código** para el diseño sismorresistente fue realizado por un comité técnico de la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) de El Salvador, en respuesta al terremoto del 10 de octubre de 1986, publicado en 1989 con el nombre de “Reglamento de Emergencia”, como una versión temporal mientras el código definitivo fuera terminado. En la realización de este código, se altera de manera significativa la zonificación (Figura 26) presentada en el código anterior, y fue basada en consideraciones de geología y tectónica (el límite norteño del valle central) y los mapas de isosistas pero no en una evaluación de amenaza sísmica. Se produjo un incremento en

las cargas sísmicas para las dos zonas, en una proporción de uno a dos con respecto al código anterior, ya que el máximo valor de coeficiente de cortante basal resulta en 0.45, reflejando las características de los acelerogramas obtenidos para el terremoto de 1986 cerca de la zona epicentral (Shakal y otros, 1987), los cuales muestran aceleraciones máximas del terreno del orden de las estimadas por Roseblueth para el terremoto de 1965, y además reflejan su predicción de que eventos futuros podrían generar grandes aceleraciones verticales. Al igual que en el código de 1966, no se consideran las condiciones geológicas del sitio en la especificación de las cargas sísmicas.

En 1994 el Ministerio de Obras Públicas publicó un nuevo reglamento con el título de: Reglamento de Diseño Estructural para las Construcciones (1997), con el mérito de haber sido elaborado en “tiempos de paz” y no como una respuesta o reacción a un desastre.

Por primera vez se incluye una evaluación de la amenaza sísmica, la cual fue elaborada por la Universidad Autónoma de México (Singh y otros, 1993) . La zonificación propuesta es casi igual a la de los dos códigos anteriores (Figura 26), pero con la diferencia de que la razón entre los valores del coeficiente del cortante basal es de 0.75 de la Zona II con respecto a la Zona I. El Mapa de la Figura 27, muestra la intensidades máximas (MM) observadas en El Salvador, donde se observa que en la zona norte del país las cargas propuestas por el nuevo código parecen ser extremadamente conservadoras, aunque es importante mencionar que esta última Figura no concuerda exactamente con la superposición de las curvas de isosistas mayor o igual al VII MM de las Figura 4, 5 y 6, las cuales muestran mapas de isosistas para sismos superficiales y de la subcción. En este código se toma en cuenta la dependencia de las cargas sísmicas según la clasificación del subsuelo con cuatro categorías de geología superficial. Un aspecto importante es que el anteproyecto de este reglamento se incluía una microzonificación sísmica para San Salvador la cual no fue llevada a cabo. Sin embargo, como el nuevo reglamento requiere del ingeniero una evaluación de perfil

geotécnico para determinar el espectro de diseño, efectivamente se esta tomando en cuenta la información adicional que una microzonificación formaría.

En ninguno de los tres reglamentos se proporcionan lineamientos respecto al refuerzo de las estructuras dañadas por sismos anteriores.

Este reglamento contó con la colaboración de las entidades gremiales de la Ingeniería y la Arquitectura en el país, así como asesores nacionales y extranjeros. Dicho reglamento pretende establecer los requisitos mínimos a considerar tanto en el diseño como en la construcción y supervisión de obras civiles.

Los procedimientos de diseño, así como los requisitos específicos de diseño y construcción para determinados materiales y sistemas estructurales, están definidos en las Normas Técnicas, las cuales forman parte de este nuevo reglamento.

3.3.1 NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO INCLUIDAS EN EL REGLAMENTO DE 1994.

- Diseño por sismo
- Diseño por viento
- Diseño y construcción de estructuras de concreto
- Diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes
- Diseño y construcción de estructuras de mampostería
- Diseño y construcción de estructuras de madera
- Control de calidad de los materiales estructurales
- Norma especial para el diseño y construcción de viviendas

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (1997)

3.3.2 APLICACIÓN DEL REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

A raíz del terremoto del 10 de octubre de 1986, fue emitido el "Reglamento de emergencia de diseño sísmico de la República de El Salvador" mediante Decreto Ejecutivo No 14- 12/09/89, con carácter transitorio, hasta la elaboración y publicación del reglamento definitivo.

Como se mencionó anteriormente, el nuevo reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, establece los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución de la supervisión estructural y el uso de las construcciones nuevas. Todo esto con el fin de garantizar la seguridad de dichas estructuras en condiciones normales de operación y ante eventos sísmicos moderados, minimizando así las posibilidades de colapso ante sismos severos.

En la actualidad no se cuenta con una entidad formalmente establecida, con los recursos humanos y materiales necesarios para poder monitorear la aplicación de estas normas en todas las nuevas obras realizadas.

3.3.2.1. La ingeniería sísmica en El Salvador.

Para que el nuevo código de diseño sismorresistente tenga eficacia en El Salvador, tanto los ingenieros civiles como los arquitectos deben de tener una comprensión sobre los conceptos en que se basa el diseño sísmico. Hasta el momento, ninguna de las universidades en todo el país, contempla una especialización en el campo de la ingeniería sísmica, lo que representa el principal inconveniente en la efectividad de poner en práctica un código de diseño en el país. Aunque existen profesionales muy

capacitados en la ingeniería sísmica, para la mayoría resulta difícil utilizar el reglamento sísmico adecuadamente y vigilar su cumplimiento. Esto origina errores por la omisión o inadecuada interpretación de las normas vigentes y conlleva a que no exista una licencia para la calificación de ingenieros estructurales que asuman la responsabilidad de diseños estructurales para estructuras complejas o de gran importancia.

El reglamento de diseño sísmico es probablemente la herramienta de mayor importancia en la mitigación del riesgo sísmico a largo plazo. El reglamento actual es el tercer código de diseño sísmico que se ha publicado en El Salvador, pero tiene las virtudes de no haber sido desarrollado como respuesta inmediata a una catástrofe sísmica, sino de haber sido elaborado por un equipo grande de profesionales nacionales, de amplia envergadura a lo largo de un proceso coherente y sostenido en el tiempo. Obviamente, hay partes del reglamento que se podrían mejorar y está previsto un proceso periódico de revisión y modificación.

Esto refleja la práctica en casi todos los países que se encuentran en zonas sísmicas del mundo, donde se invierte muchísimo trabajo de investigación para desarrollar y mejorar los reglamentos de diseño sísmico. En los EE.UU., Japón y Europa, por citar algunos ejemplos, los académicos que trabajan en la ingeniería sísmica orientan muchas de sus investigaciones al mejoramiento de los códigos sísmicos. Este proceso de revisión y extensión será nutrido por las investigaciones que se llevan a cabo en el país y actualizado constantemente por las actividades de los gremios de ingeniería y arquitectura.

En su forma actual, la principal debilidad del reglamento no consiste en su contenido sino en el mecanismo de su imposición. Está ampliamente reconocido que aunque el nuevo reglamento ya existe como decreto legal, no parece haber una entidad oficial encargada de inspeccionar y regir su cumplimiento. Por el propio interés profesional e integridad del gremio de la ingeniería civil, seguramente muchos

ingenieros adoptarán y aplicarán el nuevo reglamento, pero una ley sin mecanismos para asegurar su cumplimiento no será obedecida por todos.

A largo plazo, la aplicación del reglamento de diseño sísmico puede reducir enormemente el nivel de riesgo sísmico, pero a corto plazo su impacto no necesariamente será muy fuerte. Aún suponiendo que el nuevo reglamento fuese universal y correctamente aplicado en todo diseño estructural y hubiese control adecuado sobre la calidad de construcción, es debatible cuanto reduciría la vulnerabilidad de la RMSS antes de que vuelva a temblar el Valle de las Hamacas.

Esta hipótesis se basa en el hecho de que hay muchas áreas de importancia que quedan fuera del reglamento. Por ejemplo, el sector de vivienda informal, que realmente no está cubierto por las normas debido a que no hay intervención ingenieril en su construcción. En el nuevo reglamento - que aborda todos aspectos de la construcción y no solamente el diseño contra efectos de sismo - hay un capítulo que trata de las construcciones en adobe, con el título: *Lineamientos para construcción en adobe* (folleto complementario a la norma especial para diseño y construcción de viviendas). Esto es muy importante porque en muchos de los sistemas tradicionales de construcción, como lámina, adobe y bahareque, hay una serie de medidas relativamente sencillas que pueden disminuir apreciablemente la vulnerabilidad de una construcción. Es cuestionable si se puede, y de hecho si se debe, intentar regular legalmente la calidad de la construcción informal.

3.3 DESARROLLO DE LOS REGLAMENTOS SÍSMICOS

Durante los años de 1942-57 en la ciudad de San Salvador fueron construidos los primeros edificios en base a marcos de concreto armado como sistema estructural, de tres o más niveles (hasta ocho plantas), incorporando paredes de mampostería con el supuesto de que esta inclusión implicaba un aumento en la seguridad estructural sin ser consideradas en el análisis, llevándose a cabo los análisis aplicando una aceleración horizontal de 0.10 g uniformemente distribuida en toda la altura de la estructura (Lara, 1987). Se utilizaban las versiones existentes del reglamento norteamericano para estructuras de concreto ACI-318, el reglamento mexicano de diseño sísmico de 1962, y las normas alemanas para el diseño de estructuras de concreto DIN 1045. Ulrich (1946) reportó que se iba a introducir en un reglamento sísmico con un factor de cortante basal de 0.2 para el diseño de estructuras, sin embargo, según Rosenblueth no existieron evidencias de que esta recomendación haya sido utilizada.

3.3.1. EL PRIMER CÓDIGO.

Para el diseño sismorresistente a nivel nacional fue introducido en 1966 en respuesta al sismo del 3 de mayo de 1965, basado en las regulaciones del código de Acapulco (Guerrero, México), siguiendo recomendaciones realizadas en un reporte preparado por Rosenblueth (1965) para la UNESCO, sugiriendo que las normas para diseño de construcciones de Acapulco o las normas chilenas, eran adecuadas a las características de los temblores intensos que pueden ocurrir en la región, ya que ambos códigos se encontraron entre los que se refieren a condiciones más similares a las de El Salvador.

La zonificación sísmica presentada en el código de 1966 divide al país en dos zonas, la Zona I con la más alto nivel de amenaza, la cual incluye la cadena volcánica y las zona costera (Figura 26), y la Zona II de menor nivel de amenaza, la cual abarca la

zona norte del país. El máximo valor de coeficiente de cortante basal en este código es de 0.39, el cual es más grande que el máximo de 0.312 para el código de Acapulco de 1966 (Dowrick, 1977). No fue posible obtener registros acelerográficos para el terremoto del 3 de mayo de 1965, por lo que Rosenblueth estimó la aceleración máxima del terreno entre 0.5-0.78 g, obtenida a partir del desplazamiento de máquinas pesadas en las fábricas cerca del epicentro. También analizó un registro de un sismoscopio situado lejos del epicentro, estimando una aceleración del terreno de 0.44 g.

Rosenblueth (1966) propone que dado que los sismos de origen muy superficial (<25 kms) ubicados en la cadena volcánica tienen características diferentes que los originados en la zona de subducción, se tendría que proceder a elaborar no una, sino dos zonificaciones para el país, una para cada tipo de sismo. La primera correspondería a movimientos de corta duración con un contenido de altas frecuencias (sismos muy superficiales), la cual tendría franjas paralelas al eje volcánico, con una disminución rápida de la intensidad con respecto a dicho eje. La segunda zonificación correspondería a movimientos de larga duración y de largo período (sismos de la subducción), y tendría amplias franjas paralelas a la costa, con una disminución de la intensidad desde la distancia con el litoral. Estas recomendaciones no fueron incorporadas debido a la escasez de datos disponibles hasta el momento. Este código no incluye la geología de sitio en la especificación de cargas sísmicas.

El **segundo código** para el diseño sismorresistente fue realizado por un comité técnico de la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) de El Salvador, en respuesta al terremoto del 10 de octubre de 1986, publicado en 1989 con el nombre de “Reglamento de Emergencia”, como una versión temporal mientras el código definitivo fuera terminado. En la realización de este código, se altera de manera significativa la zonificación (Figura 26) presentada en el código anterior, y fue basada en consideraciones de geología y tectónica (el límite norteño del valle central) y los mapas de isosistas pero no en una evaluación de amenaza sísmica. Se produjo un incremento en

las cargas sísmicas para las dos zonas, en una proporción de uno a dos con respecto al código anterior, ya que el máximo valor de coeficiente de cortante basal resulta en 0.45, reflejando las características de los acelerogramas obtenidos para el terremoto de 1986 cerca de la zona epicentral (Shakal y otros, 1987), los cuales muestran aceleraciones máximas del terreno del orden de las estimadas por Roseblueth para el terremoto de 1965, y además reflejan su predicción de que eventos futuros podrían generar grandes aceleraciones verticales. Al igual que en el código de 1966, no se consideran las condiciones geológicas del sitio en la especificación de las cargas sísmicas.

En 1994 el Ministerio de Obras Públicas publicó un nuevo reglamento con el título de: Reglamento de Diseño Estructural para las Construcciones (1997), con el mérito de haber sido elaborado en “tiempos de paz” y no como una respuesta o reacción a un desastre.

Por primera vez se incluye una evaluación de la amenaza sísmica, la cual fue elaborada por la Universidad Autónoma de México (Singh y otros, 1993) . La zonificación propuesta es casi igual a la de los dos códigos anteriores (Figura 26), pero con la diferencia de que la razón entre los valores del coeficiente del cortante basal es de 0.75 de la Zona II con respecto a la Zona I. El Mapa de la Figura 27, muestra la intensidades máximas (MM) observadas en El Salvador, donde se observa que en la zona norte del país las cargas propuestas por el nuevo código parecen ser extremadamente conservadoras, aunque es importante mencionar que esta última Figura no concuerda exactamente con la superposición de las curvas de isosistas mayor o igual al VII MM de las Figura 4, 5 y 6, las cuales muestran mapas de isosistas para sismos superficiales y de la subcción. En este código se toma en cuenta la dependencia de las cargas sísmicas según la clasificación del subsuelo con cuatro categorías de geología superficial. Un aspecto importante es que el anteproyecto de este reglamento se incluía una microzonificación sísmica para San Salvador la cual no fue llevada a cabo. Sin embargo, como el nuevo reglamento requiere del ingeniero una evaluación de perfil

geotécnico para determinar el espectro de diseño, efectivamente se esta tomando en cuenta la información adicional que una microzonificación formaría.

En ninguno de los tres reglamentos se proporcionan lineamientos respecto al refuerzo de las estructuras dañadas por sismos anteriores.

Este reglamento contó con la colaboración de las entidades gremiales de la Ingeniería y la Arquitectura en el país, así como asesores nacionales y extranjeros. Dicho reglamento pretende establecer los requisitos mínimos a considerar tanto en el diseño como en la construcción y supervisión de obras civiles.

Los procedimientos de diseño, así como los requisitos específicos de diseño y construcción para determinados materiales y sistemas estructurales, están definidos en las Normas Técnicas, las cuales forman parte de este nuevo reglamento.

3.3.1 NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO INCLUIDAS EN EL REGLAMENTO DE 1994.

- Diseño por sismo
- Diseño por viento
- Diseño y construcción de estructuras de concreto
- Diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes
- Diseño y construcción de estructuras de mampostería
- Diseño y construcción de estructuras de madera
- Control de calidad de los materiales estructurales
- Norma especial para el diseño y construcción de viviendas

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (1997)

3.3.2 APLICACIÓN DEL REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

A raíz del terremoto del 10 de octubre de 1986, fue emitido el "Reglamento de emergencia de diseño sísmico de la República de El Salvador" mediante Decreto Ejecutivo No 14- 12/09/89, con carácter transitorio, hasta la elaboración y publicación del reglamento definitivo.

Como se mencionó anteriormente, el nuevo reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, establece los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución de la supervisión estructural y el uso de las construcciones nuevas. Todo esto con el fin de garantizar la seguridad de dichas estructuras en condiciones normales de operación y ante eventos sísmicos moderados, minimizando así las posibilidades de colapso ante sismos severos.

En la actualidad no se cuenta con una entidad formalmente establecida, con los recursos humanos y materiales necesarios para poder monitorear la aplicación de estas normas en todas las nuevas obras realizadas.

3.3.2.1. La ingeniería sísmica en El Salvador.

Para que el nuevo código de diseño sismorresistente tenga eficacia en El Salvador, tanto los ingenieros civiles como los arquitectos deben de tener una comprensión sobre los conceptos en que se basa el diseño sísmico. Hasta el momento, ninguna de las universidades en todo el país, contempla una especialización en el campo de la ingeniería sísmica, lo que representa el principal inconveniente en la efectividad de poner en práctica un código de diseño en el país. Aunque existen profesionales muy

capacitados en la ingeniería sísmica, para la mayoría resulta difícil utilizar el reglamento sísmico adecuadamente y vigilar su cumplimiento. Esto origina errores por la omisión o inadecuada interpretación de las normas vigentes y conlleva a que no exista una licencia para la calificación de ingenieros estructurales que asuman la responsabilidad de diseños estructurales para estructuras complejas o de gran importancia.

El reglamento de diseño sísmico es probablemente la herramienta de mayor importancia en la mitigación del riesgo sísmico a largo plazo. El reglamento actual es el tercer código de diseño sísmico que se ha publicado en El Salvador, pero tiene las virtudes de no haber sido desarrollado como respuesta inmediata a una catástrofe sísmica, sino de haber sido elaborado por un equipo grande de profesionales nacionales, de amplia envergadura a lo largo de un proceso coherente y sostenido en el tiempo. Obviamente, hay partes del reglamento que se podrían mejorar y está previsto un proceso periódico de revisión y modificación.

Esto refleja la práctica en casi todos los países que se encuentran en zonas sísmicas del mundo, donde se invierte muchísimo trabajo de investigación para desarrollar y mejorar los reglamentos de diseño sísmico. En los EE.UU., Japón y Europa, por citar algunos ejemplos, los académicos que trabajan en la ingeniería sísmica orientan muchas de sus investigaciones al mejoramiento de los códigos sísmicos. Este proceso de revisión y extensión será nutrido por las investigaciones que se llevan a cabo en el país y actualizado constantemente por las actividades de los gremios de ingeniería y arquitectura.

En su forma actual, la principal debilidad del reglamento no consiste en su contenido sino en el mecanismo de su imposición. Está ampliamente reconocido que aunque el nuevo reglamento ya existe como decreto legal, no parece haber una entidad oficial encargada de inspeccionar y regir su cumplimiento. Por el propio interés profesional e integridad del gremio de la ingeniería civil, seguramente muchos

ingenieros adoptarán y aplicarán el nuevo reglamento, pero una ley sin mecanismos para asegurar su cumplimiento no será obedecida por todos.

A largo plazo, la aplicación del reglamento de diseño sísmico puede reducir enormemente el nivel de riesgo sísmico, pero a corto plazo su impacto no necesariamente será muy fuerte. Aún suponiendo que el nuevo reglamento fuese universal y correctamente aplicado en todo diseño estructural y hubiese control adecuado sobre la calidad de construcción, es debatible cuanto reduciría la vulnerabilidad de la RMSS antes de que vuelva a temblar el Valle de las Hamacas.

Esta hipótesis se basa en el hecho de que hay muchas áreas de importancia que quedan fuera del reglamento. Por ejemplo, el sector de vivienda informal, que realmente no está cubierto por las normas debido a que no hay intervención ingenieril en su construcción. En el nuevo reglamento - que aborda todos aspectos de la construcción y no solamente el diseño contra efectos de sismo - hay un capítulo que trata de las construcciones en adobe, con el título: *Lineamientos para construcción en adobe* (folleto complementario a la norma especial para diseño y construcción de viviendas). Esto es muy importante porque en muchos de los sistemas tradicionales de construcción, como lámina, adobe y bahareque, hay una serie de medidas relativamente sencillas que pueden disminuir apreciablemente la vulnerabilidad de una construcción. Es cuestionable si se puede, y de hecho si se debe, intentar regular legalmente la calidad de la construcción informal.

3.4 DISEÑO DE EDIFICIOS DE TRES, CINCO Y OCHO NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.

Los edificios diseñados tienen la misma planta arquitectónica, en base a la cual se han modelado edificios de 3, 5 y 8 niveles.

Las consideraciones para establecer las normas de diseño, de acuerdo a la Norma Técnica de Diseño Sísmico (NTDS), para el cálculo son las siguientes: El sistema estructural para los tres edificios se basa en marcos de concreto reforzado con detallado especial ($R=12$), la ocupación de estos es destinada a locales de oficina ($I=1.2$), ubicados en el área metropolitana de San Salvador y cimentados sobre un suelo rígido o compacto ($C_0=2.75$; $T_0=0.5$).

La altura de entrepiso para todos los casos es de 3.50 m y las estructuras de los techos se asumen como losa densa de 10 cm. de espesor. Se asume la existencia de paredes de relleno ubicadas en el perímetro, con un espesor de 15 cm.

La planta del edificio forma un tablero de 26 x 13 metros de longitud, cumpliendo una relación 2 a 1. En la dirección corta tiene dos claros de 6.50 m cada uno y en la dirección larga tiene 5 claros de 5.20 m cada uno.

Las cargas consideradas en todos los casos (aparte del peso propio de columnas, vigas y losas) fueron las siguientes:

Descripción	Carga Kg/m ²
Carga muerta de entrepiso:	
Paredes divisorias	105
Instalaciones y cielo falso	30
Sobrecarga por afinado	20
Enladrillado	120
Carga viva máxima de entrepiso	250
Carga viva instantánea de entrepiso	180
Carga muerta de azotea	
Instalaciones y cielo falso	30
Sobrecarga por afinado	20
Impermeabilizante	150
Carga viva máxima de azotea	100
Carga viva instantánea de azotea	50
Carga de paredes perimetrales	750 (metro lineal)
Losa densa	238
Losa prefabricada	297

Tabla 3.4.1 Cargas usadas para el bajado de cargas.

3.4.1 MÉTODO DE ANALISIS ESTÁTICO.

Se considera que con este método se representan los efectos dinámicos de la estructura bajo la acción sísmica simulándola por medio de fuerzas estáticas aplicadas a nivel de los diferentes pisos.

El cortante total en la base se determina utilizando un valor estimado o calculado del periodo fundamental. La distribución de fuerzas horizontales equivale a un primer modo triangular con una fuerza adicional en el piso superior como contribución de los otros modos.

Este método conduce a diseños conservadores siempre y cuando tengan en cuenta ciertas características y propiedades de la estructura:

- a. Que la estructura sea aproximadamente regular tanto en planta como en elevación.
- b. Que los elementos resistentes sean distribuidos simétricamente, sin cambios bruscos de rigidez.
- c. Que las masas de los entresijos así como las secciones transversales y momentos de inercia de los miembros estructurales, no difieran en más del 30% de los pisos adyacentes.

3.4.1.1 Suposiciones del método.

- a. Se tiene una distribución lineal de aceleraciones con un valor nulo en la base de la estructura y máximo en el extremo superior de la misma.
- b. Dicha distribución produce fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los diferentes pisos de la estructura.
- c. Para el análisis propiamente dicho se supone una condición de equilibrio estático de la estructura.
- d. Se fundamenta en el primer modo de vibración de la estructura.

3.4.1.2 Diseño por el método manual.

A continuación se presenta un resumen del método manual:

- Calculo de rigideces de entresijos
- Calculo del periodo de la estructura.
- Calculo del centro de masa de la estructura
- Calculo del peso sísmico de la estructura

- Calculo del cortante basal
- Control de desplazamientos laterales
- Distribución horizontal del cortante directo y torsional en planta
- Diseño de secciones

Para el diseño de elementos de concreto por resistencia, se usará las siguientes ecuaciones:

- Resistencia por flexión:

$$M_n = \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d^2 \quad (3.10)$$

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (3.12)$$

- Resistencia por cortante

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.13)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.14)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.15)$$

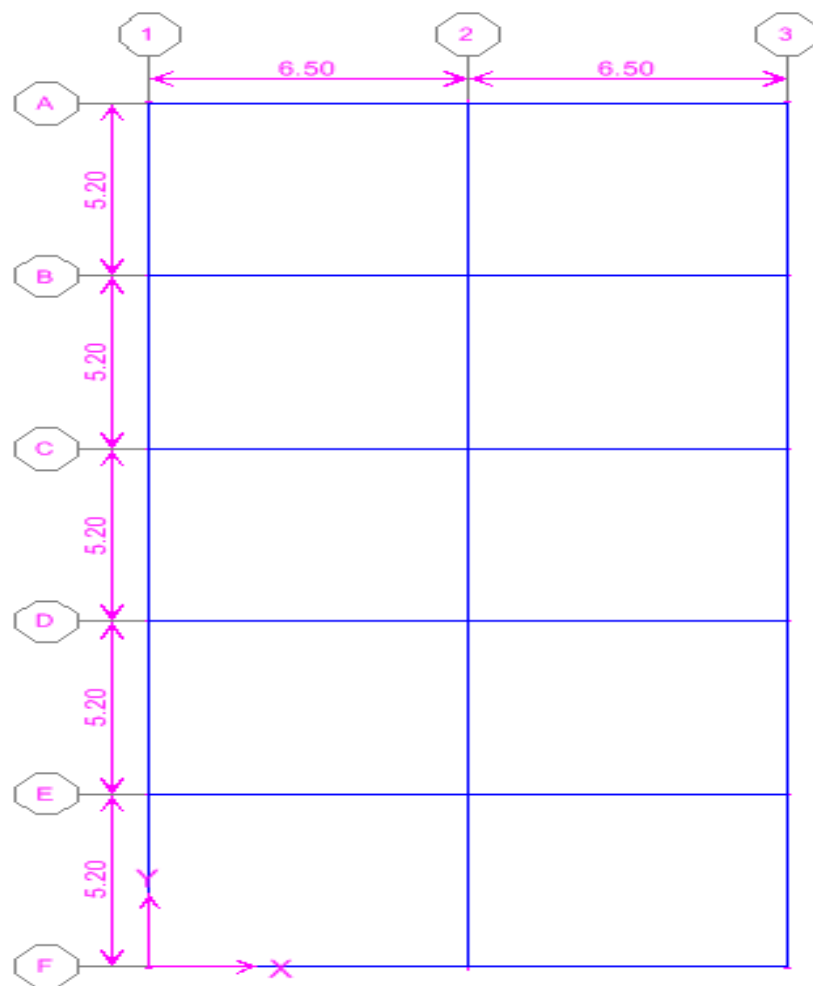
3.4.1.3 Etapas de la modelación , usando ETABS.

a. PREPROCESO:

- Definición de unidades
- Establecimiento de la geometría
- Definición de materiales
- Ensamble de la estructura
- Definición de casos de carga
- Asignación de cargas
- Establecimiento de restricciones

b. POSTPROCESO

- Despliegue del perfil deformado
- Visualización de acciones internas
- Diseño de miembros
- Modificaciones
- Impresión de resultados

3.4.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL**Fig.3.1.** Configuración en planta de los edificios de 3, 5 y 8 niveles.

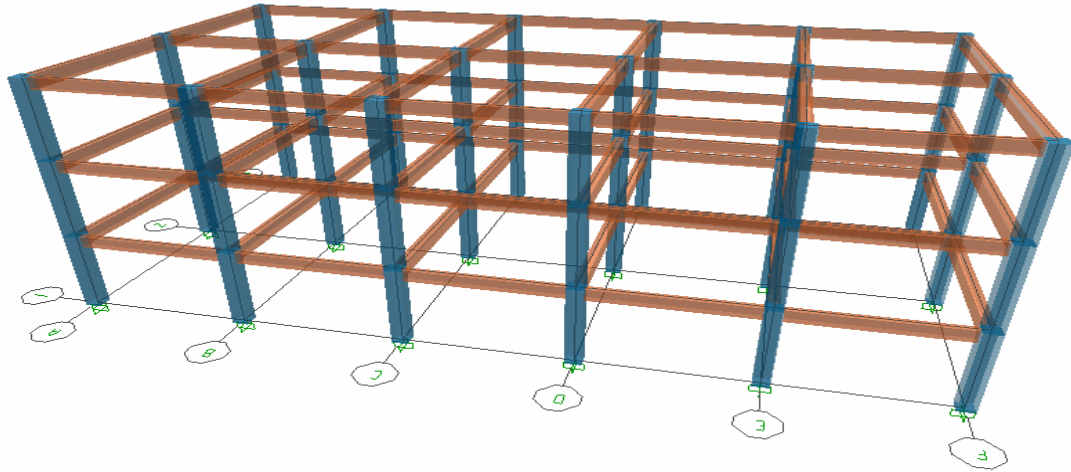


Fig.3.2. Configuración en elevación del edificio de 3 niveles.

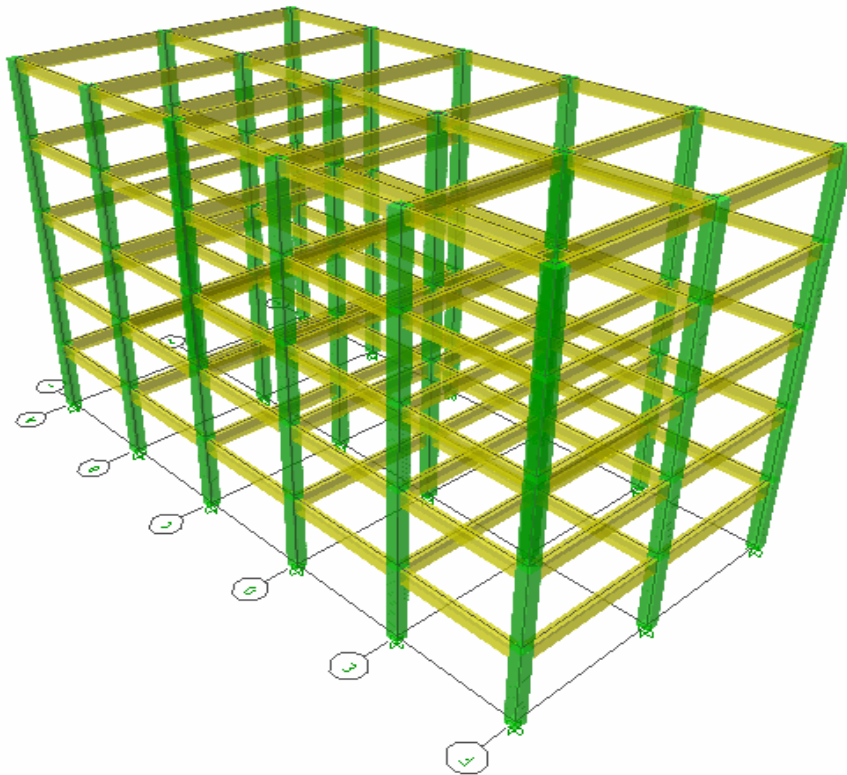


Fig.3.3. Configuración en elevación del edificio de 5 niveles.

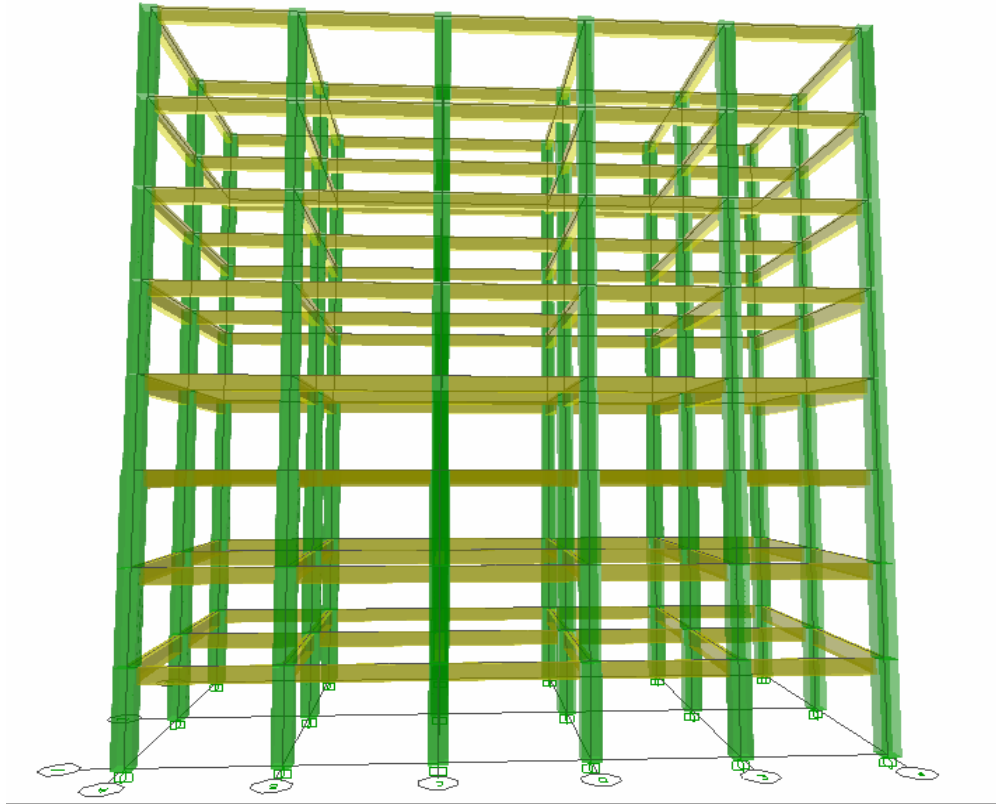


Fig.3.4. Configuración en elevación del edificio de 5 niveles.

3.4.3 FÓRMULAS USADAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CARGAS DISTRIBUIDAS

Elemento	Formula (Ton/m)
Viga	$W_{\text{viga}} = \gamma \cdot b \cdot h$
Losa densa	$W_{\text{Losa densa}} = (\gamma \cdot e \cdot A_{\text{tributaria}}) / L$
Losa prefabricada	$W_{\text{Losa prefabricada}} = (W \cdot A_{\text{tributaria}}) / L$
Columna	$W_{\text{columna}} = \gamma \cdot C_1 \cdot C_2$
Carga viva	$W_{\text{viva}} = (W_{\text{viva}} \cdot A_{\text{tributaria}}) / L$

Tabla 3.4.2. Fórmulas para la distribución de cargas

En donde:

γ : Peso específico del concreto

b : Base de la viga

h : Altura de la viga

e : Espesor de la losa

$A_{\text{Tributaria}}$: Área tributaria

L : Longitud de la viga

c_1, c_2 : Dimensiones de la columna

w_{viva} : Peso de la losa en m^2

3.4.3.1 Áreas tributarias.

Tipo de Losa	Eje	Area (m2)
Densa	1-3	6.76
Densa	2	13.52
Densa	A-F	10.14
Densa	B-C-D-E	20.28
Prefabricada	A-F	15.6
Prefabricada	B-C-D-E	31.2

Tabla 3.4.3. Áreas tributarias para calcular el bajado de cargas.**3.4.4 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS y COLUMNAS, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.**

Nivel	Eje	VIGA		COLUMNA	
		b(m)	h(m)	c1(m)	c2(m)
3	1,2,3	0.25	0.5	0.5	0.5
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
2	1,2,3	0.25	0.5	0.5	0.5
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
1	1,2,3	0.25	0.5	0.5	0.5
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		

Tabla 3.4.4. Dimensionamiento de vigas y columnas del edificio de tres niveles.

Nivel	Eje	VIGA		COLUMNA	
		b(m)	h(m)	c1(m)	c2(m)
5	1,2,3	0.25	0.5	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
4	1,2,3	0.25	0.5	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
3	1,2,3	0.25	0.5	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
2	1,2,3	0.30	0.60	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.30	0.7		
1	1,2,3	0.30	0.60	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.30	0.7		

Tabla 3.4.5. Dimensionamiento de vigas y columnas del edificio de cinco niveles

Nivel	Eje	VIGA		COLUMNA	
		b(m)	h(m)	c1(m)	c2(m)
8	1,2,3	0.3	0.6	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
7	1,2,3	0.3	0.6	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
6	1,2,3	0.3	0.6	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.3	0.6		
5	1,2,3	0.3	0.6	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.35	0.7		
4	1,2,3	0.3	0.6	0.6	0.6
	A,B,C,D,E,F	0.35	0.7		
3	1,2,3	0.3	0.6	0.7	0.7
	A,B,C,D,E,F	0.35	0.7		
2	1,2,3	0.3	0.6	0.7	0.7
	A,B,C,D,E,F	0.35	0.7		
1	1,2,3	0.3	0.6	0.7	0.7
	A,B,C,D,E,F	0.35	0.7		

Tabla 3.4.6. Dimensionamiento de vigas y columnas del edificio de ocho niveles.

3.4.5. BAJADO DE CARGAS.

Nivel	Eje	Viga(ton/m)	Losa(ton/m)	Pared(ton/m)	Columna(ton)	Carga viva(ton/m)
3	1	0.3	0.34	No hay pared	18.90	0.07
	2	0.3	0.68			0.14
	3	0.3	0.34			0.07
	A	0.43	0.40			0.08
	B	0.43	0.80			0.17
	C	0.43	0.80			0.17
	D	0.43	0.80			0.17
	E	0.43	0.80			0.17
2	1	0.3	0.00	No hay pared	37.80	0.00
	2	0.3	0.00			0.00
	3	0.3	0.00			0.00
	A	0.43	0.77			0.47
	B	0.43	1.54			0.94
	C	0.43	1.54			0.94
	D	0.43	1.54			0.94
	E	0.43	1.54			0.94
1	1	0.3	0.00	0.75	37.80	0.00
	2	0.3	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.3	0.00	0.75		0.00
	A	0.43	0.77	0.75		0.47
	B	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.43	1.54	No hay pared		0.94
F	0.43	0.77	0.75	0.47		

Tabla 3.4.7. Distribución de cargas en el edificio de tres niveles

Nivel	Eje	Viga(ton/m)	Losa(ton/m)	Pared(ton/m)	Columna(ton)	Carga viva(ton/m)
5	1	0.3	0.34	No hay pared	27.22	0.07
	2	0.3	0.68			0.14
	3	0.3	0.34			0.07
	A	0.43	0.40			0.08
	B	0.43	0.80			0.17
	C	0.43	0.80			0.17
	D	0.43	0.80			0.17
	F	0.43	0.40			0.08
4	1	0.3	0.00	No hay pared	54.43	0.00
	2	0.3	0.00			0.00
	3	0.3	0.00			0.00
	A	0.43	0.77			0.47
	B	0.43	1.54			0.94
	C	0.43	1.54			0.94
	D	0.43	1.54			0.94
	F	0.43	0.77			0.47
3	1	0.3	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.3	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.3	0.00	0.75		0.00
	A	0.43	0.77	0.75		0.47
	B	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	F	0.43	0.77	0.75		0.47
2	1	0.43	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.50	0.77	0.75		0.47
	B	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	F	0.50	0.77	0.75		0.47
1	1	0.43	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.50	0.77	0.75		0.47
	B	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.50	1.54	No hay pared		0.94
	F	0.50	0.77	0.75		0.47

Tabla 3.4.8. Distribución de cargas en el edificio de cinco niveles.

Diseño de los edificios usando ETABS.

Nivel	Eje	Viga(ton/m)	Losa(ton/m)	Pared(ton/m)	Columna(ton)	Carga viva(ton/m)
8	1	0.43	0.34	No hay pared	27.22	0.07
	2	0.43	0.68			0.14
	3	0.43	0.34			0.07
	A	0.43	0.40			0.08
	B	0.43	0.80			0.17
	C	0.43	0.80			0.17
	D	0.43	0.80			0.17
	E	0.43	0.80			0.17
7	1	0.43	0.00	No hay pared	54.43	0.00
	2	0.43	0.00			0.00
	3	0.43	0.00			0.00
	A	0.43	0.77			0.47
	B	0.43	1.54			0.94
	C	0.43	1.54			0.94
	D	0.43	1.54			0.94
	E	0.43	1.54			0.94
6	1	0.43	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.43	0.77	0.75		0.47
	B	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.43	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.43	1.54	No hay pared		0.94
5	1	0.43	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.59	0.77	0.75		0.47
	B	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.59	1.54	No hay pared		0.94
4	1	0.43	0.00	0.75	54.43	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.59	0.77	0.75		0.47
	B	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.59	1.54	No hay pared		0.94
F	0.59	0.77	0.75	0.47		

Diseño de los edificios usando ETABS.

3	1	0.43	0.00	0.75	74.09	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.59	0.77	0.75		0.47
	B	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.59	1.54	No hay pared		0.94
2	1	0.43	0.00	0.75	74.09	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.59	0.77	0.75		0.47
	B	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.59	1.54	No hay pared		0.94
1	1	0.43	0.00	0.75	74.09	0.00
	2	0.43	0.00	No hay pared		0.00
	3	0.43	0.00	0.75		0.00
	A	0.59	0.77	0.75		0.47
	B	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	C	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	D	0.59	1.54	No hay pared		0.94
	E	0.59	1.54	No hay pared		0.94
F	0.59	0.77	0.75	0.47		

Tabla 3.4.9. Distribución de cargas en el edificio de ocho niveles.

3.4.6 PESO SISMICO Y CORTANTE BASAL OBTENIDOS MANUALMENTE.

NIVEL	ENTREPISO	Wi (Ton)	Wtotal (Ton)	Vbasal (Ton)
3		240.94	962.45	105.87
	3			
2		324.68		
	2			
1		377.93		
	1			

Tabla 3.4.10. Peso sísmico y cortante basal del edificio de tres niveles

NIVEL	ENTREPISO	Wi (Ton)	Wtotal (Ton)	Vbasal (Ton)
5		219.65	1773.62	195.10
	5			
4		341.31		
	4			
3		394.56		
	3			
2		409.05		
	2			
1		409.05		
	1			

Tabla 3.4.11. Peso sísmico y cortante basal del edificio de cinco niveles.

NIVEL	ENTREPISO	Wi (Ton)	Wtotal (Ton)	Vbasal (Ton)
8		259.55	3185.54	350.41
	8			
7		350.62		
	7			
6		403.87		
	6			
5		415.10		
	5			
4		415.10		
	4			
3		434.75		
	3			
2		434.75		
	2			
1		434.75		
	1			

Tabla 3.4.12. Peso sísmico y cortante basal del edificio de ocho niveles.

3.4.7 CENTRO DE MASA, CENTRO DE CORTANTE y CENTRO DE RIGIDEZ PARA LOS EDIFICIOS DE TRES, CINCO Y OCHO NIVELES.

Nivel	Centro de Masa		Centro de Cortante		Centro de Rigidez	
	X	Y	X	Y	X	Y
3	6.5	13	6.5	13	6.5	13
2	6.5	13	6.5	13	6.5	13
1	6.5	13	6.5	13	6.5	13

Tabla 3.4.13. Centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez para el edificio de tres niveles.

Nivel	Centro de Masa		Centro de Cortante		Centro de Rigidez	
	X	Y	X	Y	X	Y
5	6.5	13	6.5	13	6.5	13
4	6.5	13	6.5	13	6.5	13
3	6.5	13	6.5	13	6.5	13
2	6.5	13	6.5	13	6.5	13
1	6.5	13	6.5	13	6.5	13

Tabla 3.4.14. Centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez para el edificio de cinco niveles.

Nivel	Centro de Masa		Centro de Cortante		Centro de Rigidez	
	X	Y	X	Y	X	Y
8	6.5	13	6.5	13	6.5	13
7	6.5	13	6.5	13	6.5	13
6	6.5	13	6.5	13	6.5	13
5	6.5	13	6.5	13	6.5	13
4	6.5	13	6.5	13	6.5	13
3	6.5	13	6.5	13	6.5	13
2	6.5	13	6.5	13	6.5	13
1	6.5	13	6.5	13	6.5	13

Tabla 3.4.15. Centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez para el edificio de ocho niveles.

3.5 DATOS INTRODUCIDOS AL PROGRAMA ETABS.

Resistencia del concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Factor de zona sísmica $Z = 0.4$

Excentricidad = 0.05

Periodo $T = 0.5 \text{ seg}$

Rango de niveles:

- Nivel superior: Nivel 8

- Nivel inferior: Base

Factor de Modificación de Respuesta $R = 12$

Coefficiente de sitio $S = 1.0$

Factor de Importancia $I = 1.6631$, para un perfil de suelo tipo S_3 .

Para hacer la conversión del I_{UBC} e I_{NTDS} , se utiliza la siguiente formula:

$$I_{UBC} = \frac{I_{NTDS} \cdot C_o \cdot T_o^{2/3}}{1.25} \quad (3.16)$$

$$I_{UBC} = 1.7073 \cdot I_{NTDS} \quad (3.17)$$

3.5.1 COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS.

(3.18)

$$U = 1.4D$$

(3.19)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 1.4025E_x \pm 0.42075E_y \quad (3.20)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 0.42075E_x \pm 1.4025E_y \quad (3.21)$$

$$U = 0.9D \pm 1.43E_x \pm 0.429E_y \quad (3.22)$$

(3.23)

$$U = 0.9D \pm 0.429E_x \pm 1.43E_y$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 1.4025E_x \pm 0.42075e_y \quad (3.24)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 0.42075E_x \pm 1.4025e_y \quad (3.25)$$

$$U = 0.9D \pm 1.43E_x \pm 0.429e_y \quad (3.26)$$

$$U = 0.9D \pm 0.429E_x \pm 1.43e_y \quad (3.27)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 1.4025e_x \pm 0.42075E_y \quad (3.28)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 0.42075e_x \pm 1.4025E_y \quad (3.29)$$

$$U = 0.9D \pm 1.43e_x \pm 0.429E_y \quad (3.30)$$

$$U = 0.9D \pm 0.429e_x \pm 1.43E_y \quad (3.31)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 1.4025e_x \pm 0.42075e_y \quad (3.32)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) \pm 0.42075e_x \pm 1.4025e_y \quad (3.33)$$

$$U = 0.9D \pm 1.43e_x \pm 0.429e_y \quad (3.34)$$

$$U = 0.9D \pm 0.429e_x \pm 1.43e_y \quad (3.35)$$

En donde:

D : Carga muerta

L : Carga viva

E_x : Carga sísmica positiva en la dirección x

E_y : Carga sísmica positiva en la dirección y

e_x : Carga sísmica negativa en la dirección x

e_y : Carga sísmica negativa en la dirección y

3.5.2 PESO SISMICO Y CORTANTE BASAL, OBTENIDOS DE ETABS

EDIFICIO	W_{total} (Ton)	V_{basal} (Ton)
8 niveles	3004.41	330.48
5 niveles	1726.1	189.87
3 niveles	926.32	112.46

Tabla 3.5.1. Peso sísmico y cortante basal obtenidos del programa ETABS.**3.5.3 LONGITUD DE DESARROLLO**

Numero de varilla	Longitud de desarrollo en metros
5	(3.16) ₁
6	1.15
7	1.4
8	1.65
9	1.9

Tabla 3.5.2. Longitud de desarrollo para lecho superior.

Numero de varilla	Longitud de desarrollo en metros
5	0.85
6	1
7	1.15
8	1.35
9	1.55

Tabla 3.5.3. Longitud de desarrollo para lecho inferior.

Datos introducidos al programa ETABS.

Numero de varilla	Longitud de gancho en centímetros
5	0.85
6	1
7	1.15
8	1.35
9	1.55

Tabla 3.5.4. Longitud de ganchos estándar.

Diámetro mínimo de doblado: 15 cm.

CAPITULO 4

4.1. HERRAMIENTA ANALÍTICA.

El tipo de análisis descrito en el Capítulo 2, presenta unos procedimientos de cálculo costosos en tiempo, análisis y personales, por lo que la herramienta analítica a utilizar juega un papel importante en este estudio. Por lo tanto, no esta de más conocer un poco sus alcances y procedimientos, además de la forma de modelar una estructura, lo que será descrito en la sección siguiente. Esta herramienta a utilizar es el software llamado **SEISMOSTRUCT**.

SeismoStruct es un paquete de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento a desplazamientos muy grandes en marcos que estén bajo la acción de cargas estáticas ó dinámicas, tomando en cuenta tanto las no-linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales. Se presentan además varios modelos de concreto y acero, junto a una amplia variedad de elementos en 3D, que pueden se usadas en diversas configuraciones de secciones de concreto y acero.

Se modela la distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro, por medio del método de análisis por fibras visto en la Sección 2.4; permitiendo así, una estimación preciso de la distribución del daño. Aunado con la estabilidad numérica del programa y la precisión a altos niveles de deformación, este permite la precisa determinación de la respuesta inelástica y cargas de colapso para cualquier configuración estructural de marcos.

Herramienta Analítica.

SeismoStruct acepta tanto acciones estáticas (fuerzas y desplazamientos), como dinámicas (aceleraciones) y tiene la habilidad de desarrollar análisis como Pushover estático no-lineal (convencional y adaptable), análisis estático no-lineal tiempo-historia (time-history analysis), análisis dinámico no-lineal y análisis dinámico incremental.

4.2. PROCEDIMIENTO DE ENTRADA DE DATOS.

En esta sección se describe el procedimiento utilizado para el ingreso de los datos de entrada en el programa SEISMOSTRUCT. Aquí se utilizarán todos los parámetros definidos en los Capítulos anteriores, y además algunas definiciones que son propias de esta herramienta de cálculo.

En la Fig. 4.1 se presenta la pantalla inicial del programa en la cual se puede notar las barras de herramientas, un cuadro despegable, en el cual se presenta un listado de los análisis brindados por el programa (análisis estáticos y dinámicos), que por conveniencia se escoge el “Incremental Dynamic Análisis”, por ser el que solicita más detalles de la estructura.

Se observa también una serie de viñetas, las cuales contiene todos los parámetros necesarios para el modelado de la estructura. Así, encontramos Materiales (Materials), Secciones (Sections), Tipos de elementos (Element Class), Nudos (Nodes), Conexión de elementos (Element Connectivity), Restricciones (Restrains), Características de las Curvas Tiempo- Historia (Time-history curves), Carga Aplicada (Applied Loading), Parámetros del análisis dinámico incremental (IDA Parameters), Criterios de desempeño (Performance Criteria) y los Datos de salida (Análisis Output).

Nótese también las unidades con las que trabaja dicho programa: Longitud en milímetros (mm), unidades de fuerza en Newtons (kN), masas en toneladas (tonne), esfuerzos en (MPa) y aceleraciones en milímetros por segundo cuadrado (mm/sec²). Estas unidades son las utilizadas. Cabe aclarar también que la nomenclatura que se verá más adelante es por preferencias personales, sin limitarse al uso de esta para otros estudios.

Modelado de las estructuras.

A continuación describiremos el procedimiento de ingreso de los datos de entrada del modelo de la estructura.

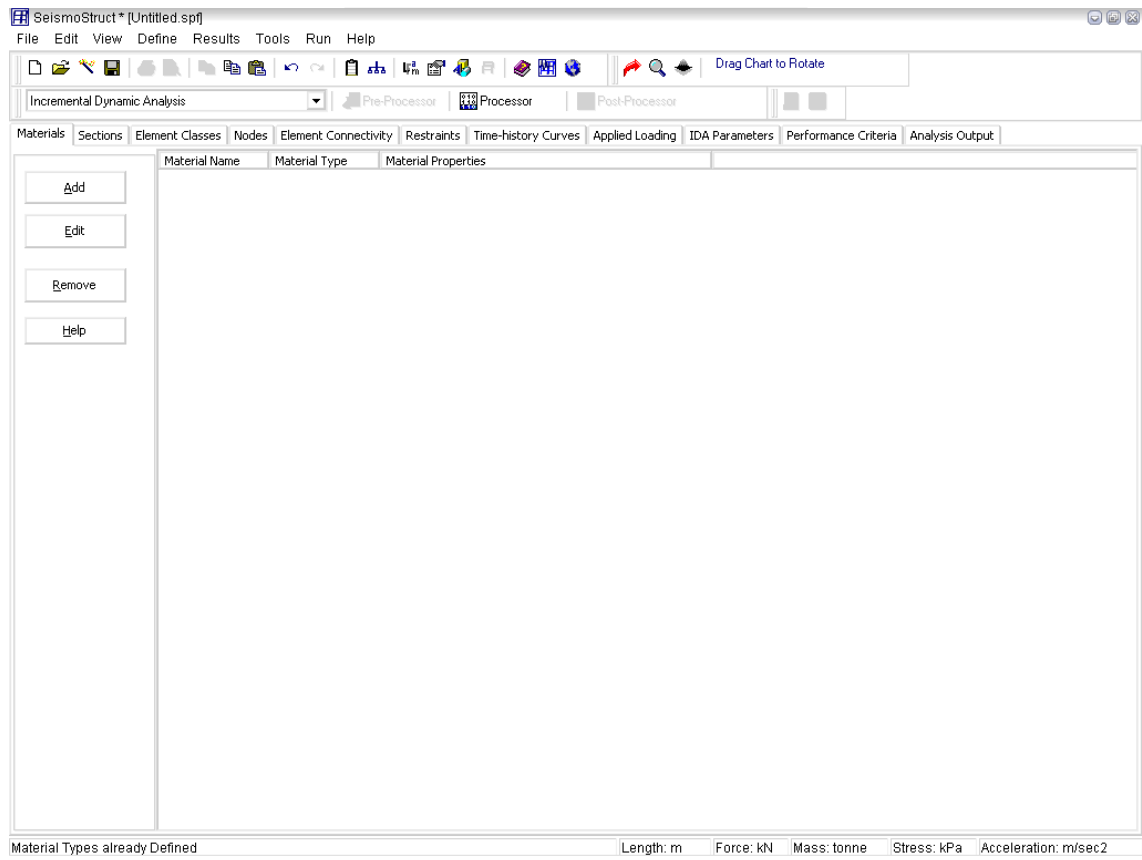


Fig. 4.1. Pantalla inicial del programa SEISMOSTRUCT.

4.2.1 MATERIALES (MATERIALS).

4.2.1.1 Concreto.

Como se dijo en el Capítulo 2, se utilizarán tres tipos de materiales: Concreto no confinado para el recubrimiento, concreto confinado para la sección del núcleo y acero para el acero de refuerzo.

Así tenemos que para el modelado tanto del concreto confinado como no confinado usaremos el modelo “con_cc” definido en los tipos de materiales como “Modelo no lineal de concreto con confinamiento constante”, con los parámetros necesarios para los dos tipos de concreto definidos en la Tabla 4.2.1.

Parámetros	Concreto Confinado	Concreto No Confinado
Resistencia a la Compresión (MPa)	28.0	28.0
Resistencia a Tensión (MPa)	3.0	3.0
Deformación en Esfuerzo Máximo	VARIABLE	0.003
Factor de confinamiento (-)	VARIABLE	1.0

Tabla 4.2.1. Parámetros considerados en el modelado del concreto.

Es de aclarar que el valor del factor de confinamiento de la tabla 4.1. no corresponde al valor obtenido como coeficiente de confinamiento efectivo descrito en la Sección 2.1.2.1(c), sino que corresponde a la razón de resistencia de confinamiento f'_{cc}/f'_{co} , obtenida de la gráfica de la Fig. 2.7. De ahí el carácter variable de este factor, ya que es dependiente del tamaño de la sección y de la distribución del refuerzo horizontal y transversal particular de cada sección. En la Fig. 4.2. se muestra el cuadro desplegado para el ingreso de datos para concreto.

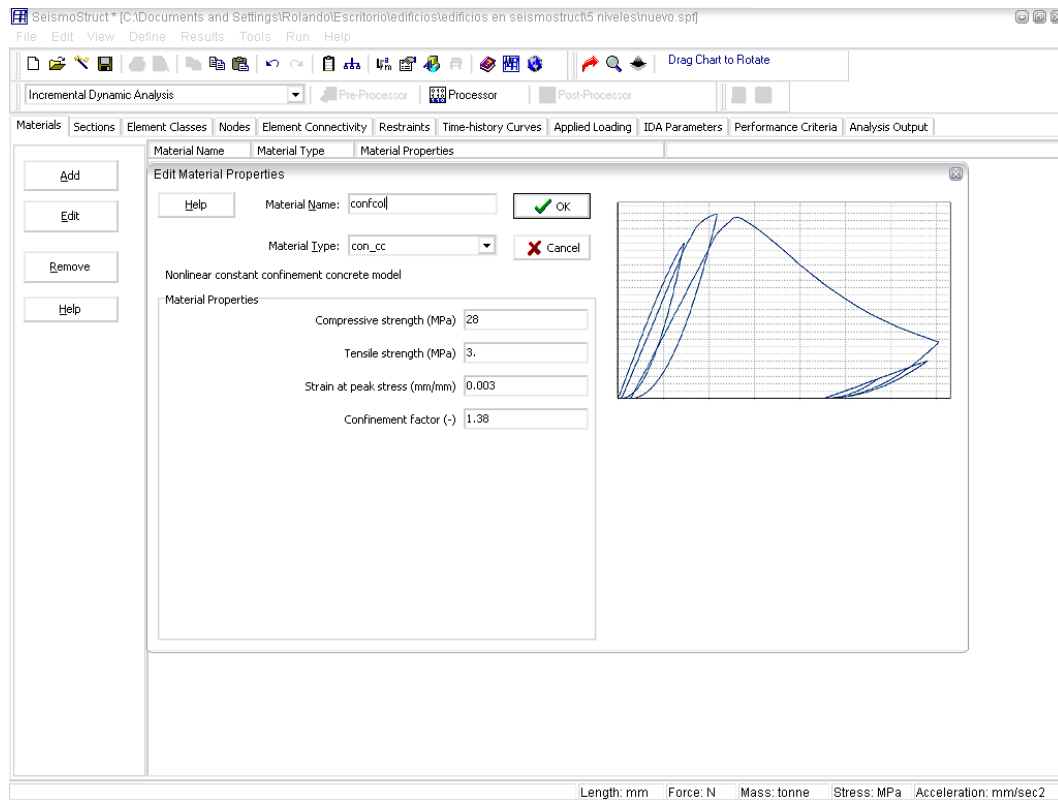


Fig. 4.2. Cuadro de propiedades de materiales, en este caso para el concreto confinado en columnas.

4.2.1.2 Acero.

Para el acero de refuerzo se utilizará el “Modelo Menegotto-Pinto de acero con endurecimiento Isotrópico (stl_mp)” con las características del acero de refuerzo utilizado para el diseño de los edificios. En la Fig. 4.3. se pueden observar los valores utilizados para el modelado del acero de refuerzo. La nomenclatura a utilizar es “refuerzo”.

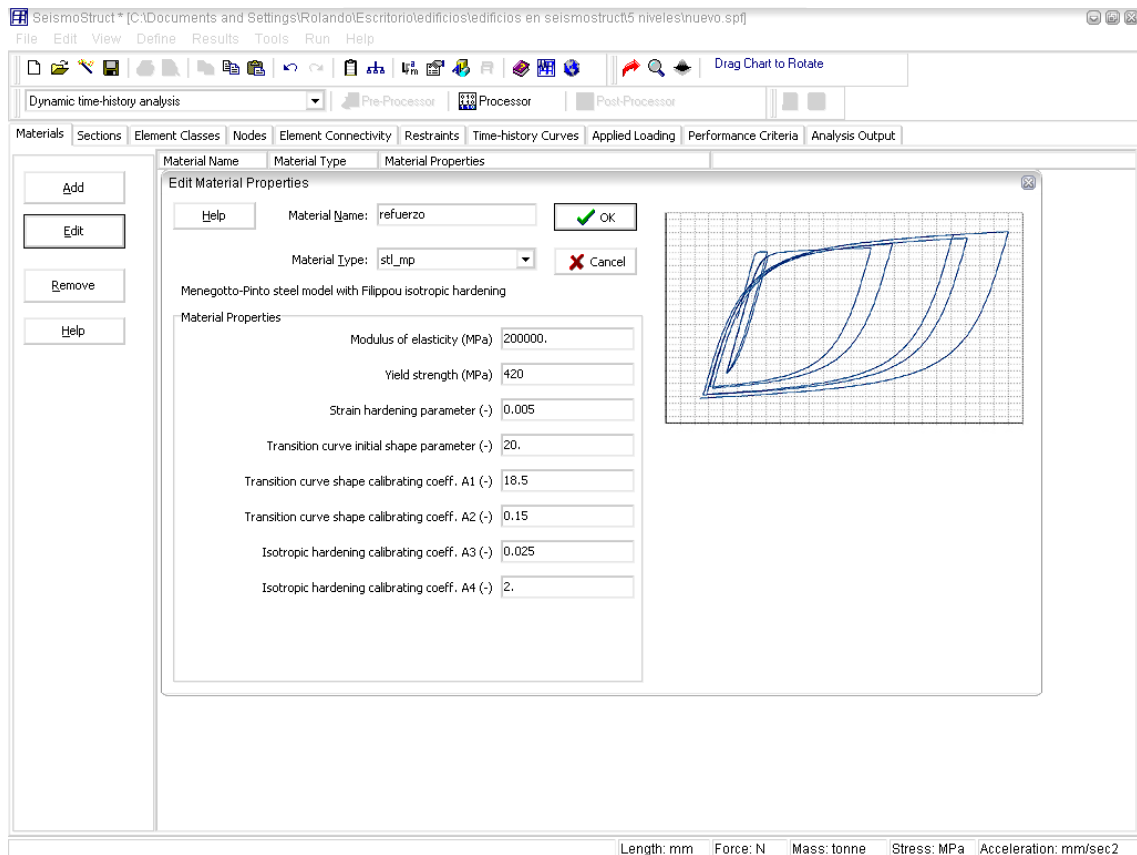


Fig. 4.3. Modelo para el acero de refuerzo.

4.2.2 SECCIONES (SECTIONS).

En este apartado se describe el ingreso de datos de las secciones obtenidas en el diseño del capítulo anterior. El detallado y las dimensiones son las propuestas en dicho capítulo. Es importante mencionar, que los miembros dentro del programa fueron divididos en cuatro elementos, teniendo así, diversos detallados para cada sección de cada elemento. Esta división fue hecha tanto para vigas como para columnas y las distancias propuestas se presentan en la Fig. 4.4.

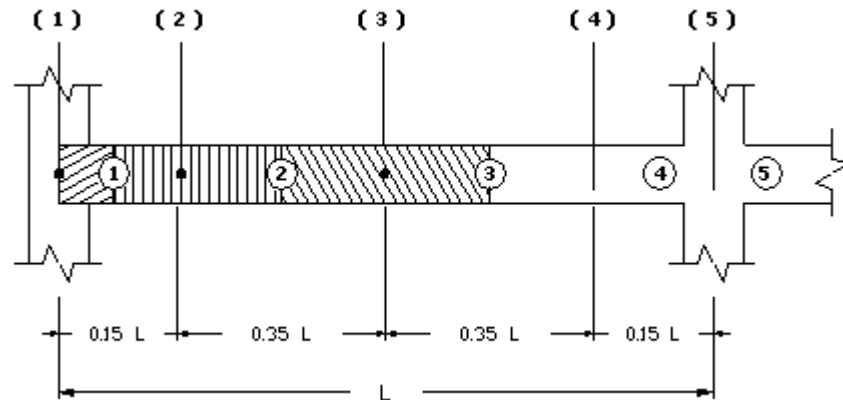


Fig. 4.4. Longitud de los elementos que conforman un miembro (viga/columna) y áreas tributarias para la asignación de masas en los mismos.

4.2.2.1 Columnas.

Para el modelado de las columnas se utilizará el tipo “Sección Rectangular de Concreto Reforzado (rcrs)”. Como se dijo anteriormente tenemos que para el refuerzo usaremos “refuerzo”; recubrimiento (concrete cover) usaremos “conc-noconf” y finalmente para el núcleo (section core) su correspondiente “confcol”.

Los tipos de columnas han sido definidos para cada nivel, ya que por conveniencia, fueron establecidas similares por nivel en el diseño del Capítulo 3. Tenemos así, que la nomenclatura utilizada para columnas en este apartado es la siguiente:

Por ejemplo, “columna 1”, “columna 2”, etc.; donde el número del final indica la columna de cada nivel. Debido a que el detallado de la columna se mantiene a lo largo de la altura de la misma, solo fue necesaria la definición de la sección transversal de las columnas de cada nivel.

En la Fig. 4.5 se observan los datos de entrada para la sección de la columna del primer nivel para el edificio de 5 niveles.

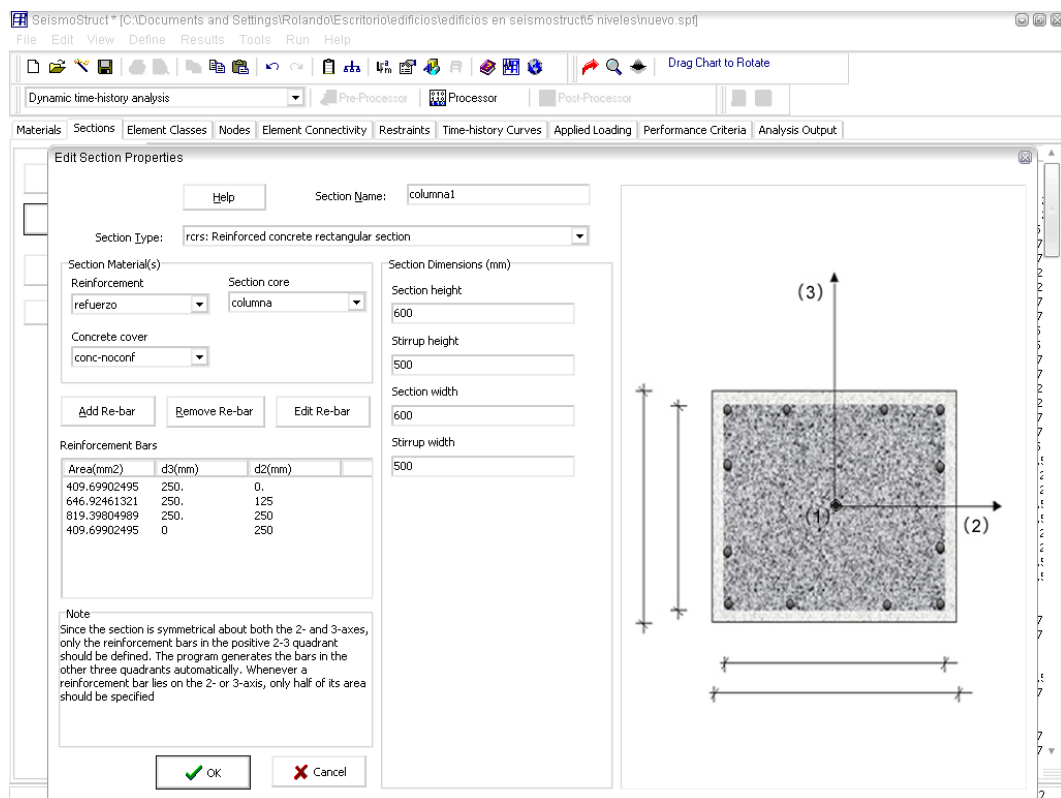


Fig. 4.5. Datos de entrada para la sección de columna del primer nivel (Edificio de 5 niveles)

Es importante tener en cuenta, que debido a la simetría de este tipo de secciones, el programa solo necesita las cantidades y distancias del acero dentro del cuadrante positivo de los ejes (2) y (3), para luego generarlas en los otros tres cuadrantes. Si una varilla queda sobre el eje (2) ó el eje (3) solo se considerará la mitad del área.

4.2.2.2 Vigas.

Para el modelado de vigas se usará una sección tipo “Sección T de concreto reforzado (rcts)”. Se usará también el mismo tipo de materiales definidos para las columnas, pero para la sección correspondiente en el caso del concreto confinado ó núcleo.

Para este tipo de secciones se utilizó un ancho efectivo propuesto por el Eurocode8 y está representado en la Fig. 4.6. Tenemos que para vigas que convergen en columnas exteriores (marcos A y F), el ancho efectivo es igual al ancho del alma más $2h_f$ a cada lado de la viga. En el caso de vigas que convergen en columnas interiores (marcos B, C, D y E) el ancho efectivo será el mismo ancho más $4h_f$ a cada lado de la viga.

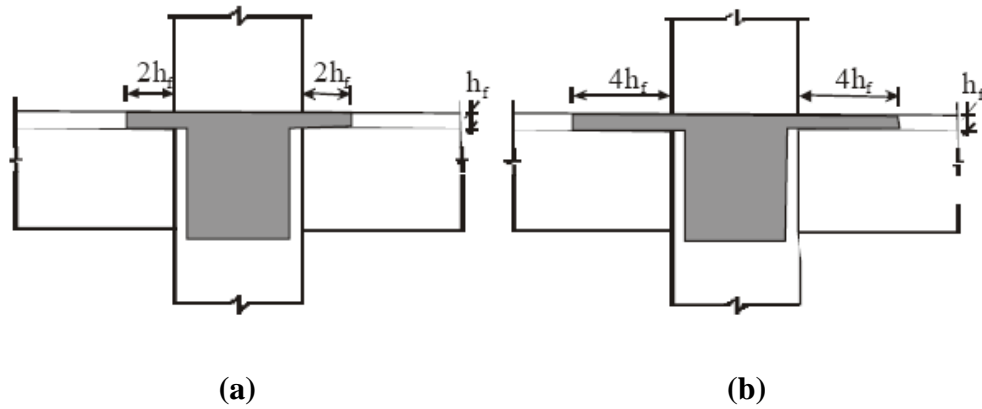


Fig. 4.6. Anchos efectivos para vigas: a) exteriores; b) interiores. (Eurocode 8).

En el caso de las vigas, debido a la simetría de la sección, solo es necesario detallar la cantidad y la distancia del refuerzo desde el eje 3, ya que el programa los duplica para el otro lado. Si una varilla queda sobre el eje 3, solamente es necesario definir la mitad del diámetro, similar a las columnas. La Fig. 4.7. muestra la ventana de datos de entrada para vigas.

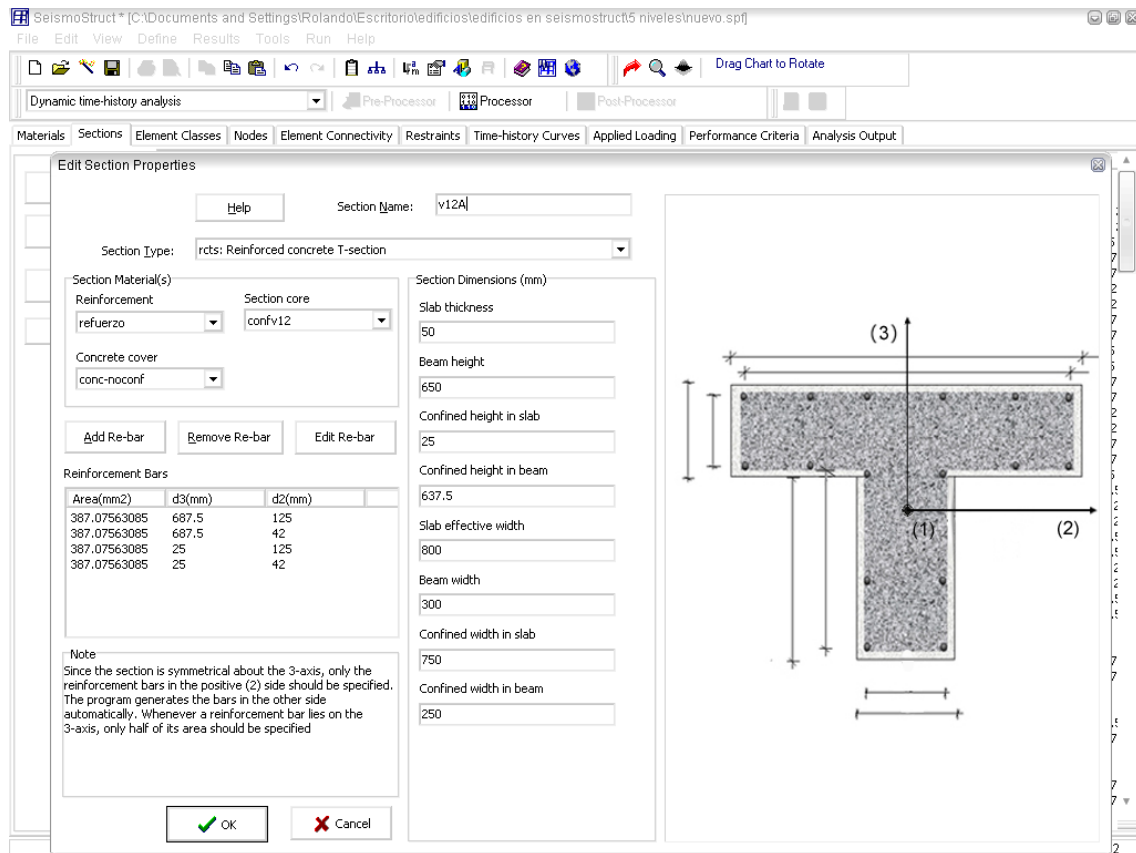


Fig. 4.7. Datos de entrada para una viga.

4.2.3 TIPOS DE ELEMENTOS (ELEMENT CLASSES).

En este apartado se definen los tipos de elementos, ya sea vigas y columnas, además de establecer sus respectivas masas. Esta sección se divide en tres tipos:

- Tipos de elemento viga-columna (Beam-column element type)
- Tipo de elemento de junta (joint element type)
- Tipos de elementos de masa y amortiguamiento (mass and damping element type).

A continuación explicamos el procedimiento para cada uno de ellos.

4.2.3.1 Elementos de marcos (VIGA/COLUMNA).

Para los elementos viga/columna utilizaremos “elemento viga columna inelástico 3D (infrm)” el cuál es separado en 200 fibras y el nombre del elemento corresponderá a su sección respectiva.(ver Fig. 4.8).

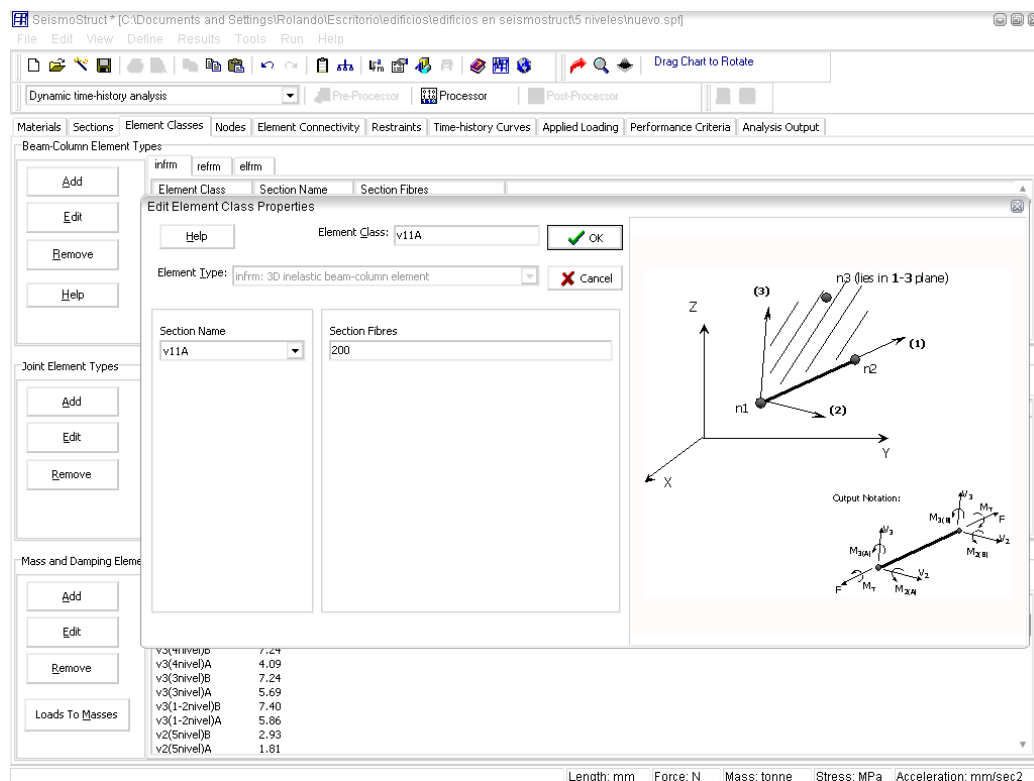


Fig. 4.8. Elementos viga columna.

4.2.3.2 Elementos de junta (JOINT).

Para el elemento joint, los cuales serán los encargados de liberar los momentos, permitiendo solamente el paso de la fuerza cortante, se escoge un elemento “elemento

joint 3D (joint)”, se asume que este elemento se comportará solamente en el rango elástico escogiendo únicamente el tipo de elemento definido como “lin_sym”, quedando sus valores definidos en la Fig. 4.9.

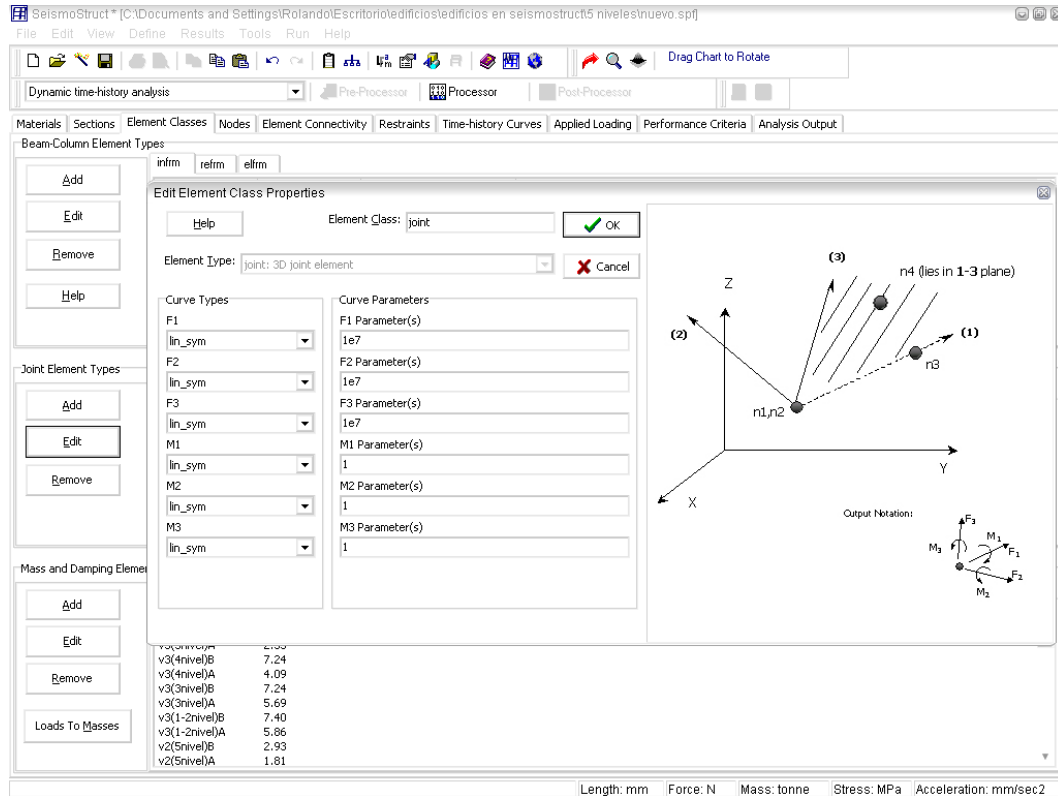


Fig. 4.9. Elementos de Junta (Joint elements).

4.2.3.3 Elementos de masa y amortiguamiento.

Estos elementos son los que concentran la masa de la estructura, que para nuestro estudio, se asumirá que la masa está concentrada en los nudos que más adelante serán definidos. Para ello el tipo de elemento a utilizar es “Elemento de masa concentrada 3D (Imass)”, al cual se le aplicará la carga muerta sobre el elemento más el peso propio considerando las áreas tributarias de la Fig. 4.4. para cada elemento. Así el área

tributaria para el elemento 1 será $0.15L/2$, para el 2 será $(0.15L/2+0.35L/2=0.25L)$, y para 3 será igual a $0.35L$.

Como la estructura es bastante simétrica tenemos el caso que la masa de los elementos del marco A son similares a los del marco F, y así para B, C, D, E. El mismo caso se observa entre sus elementos. En ese sentido se la nomenclatura es sencilla y describe el elemento “v” ó “c”, para vigas ó columnas respectivamente; “1”, “2” ó “3” dependiendo el tipo de nudo (ver Fig. 4.4); entre paréntesis el número de nivel y, finalmente, el eje respectivo.

También se definen cuatro tipos de nudos en los cuales convergen vigas y columnas, en los cuales se hace una suma de las masas antes mencionadas (Fig. 4.10).

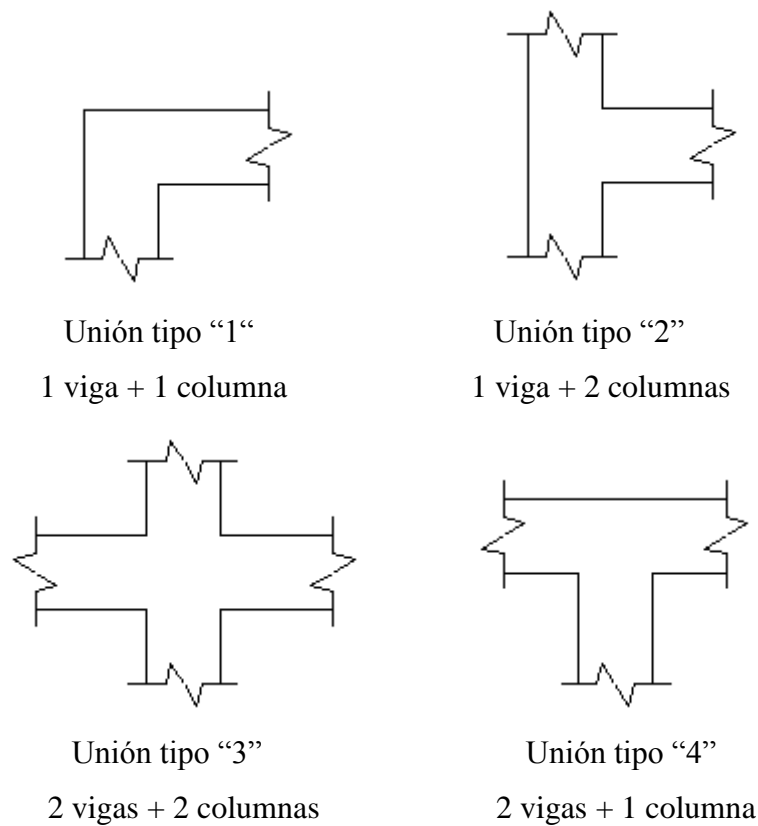


Fig. 4.10. Tipos de uniones considerados en la asignación de masas.

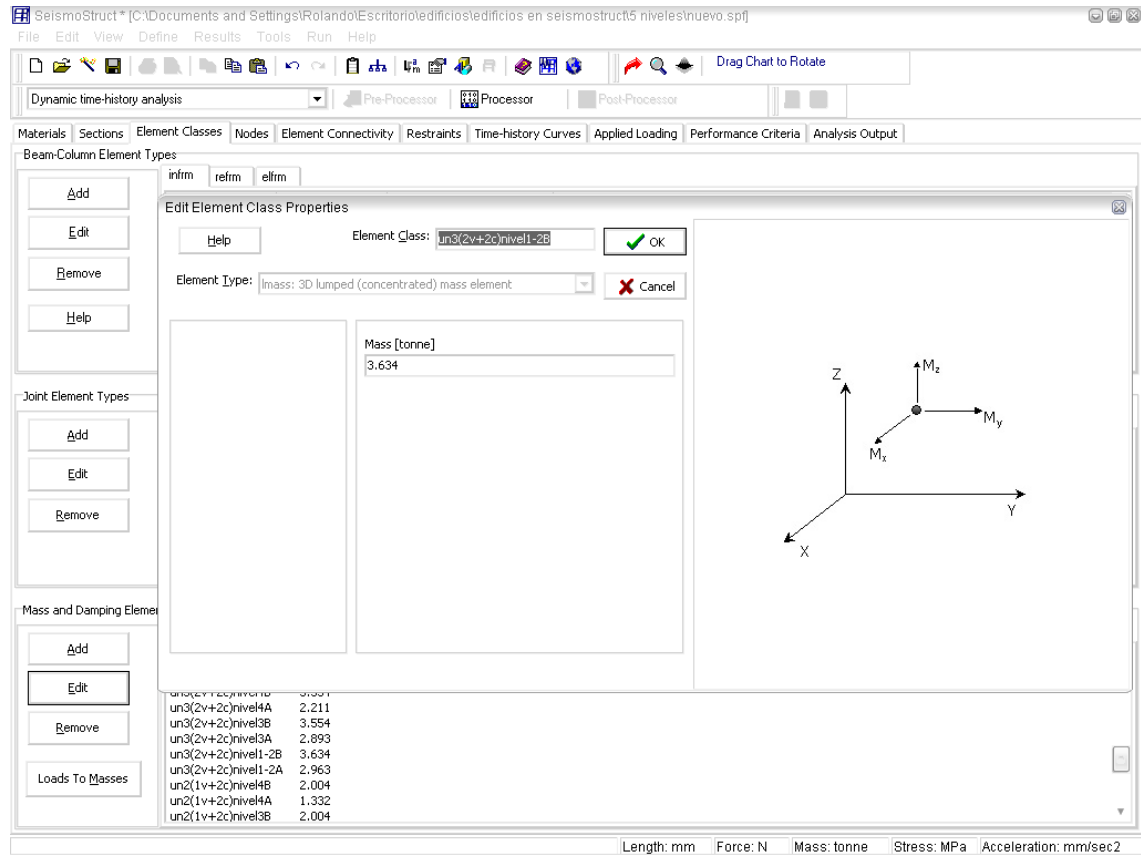


Fig. 4.11. Elementos de Masa aplicados a los edificios.

4.2.4 NUDOS (NODES).

En este apartado es de considerar los dos tipos de nudos que ofrece el programa: Estructurales y No Estructurales. Los nudos estructurales son aquellos a los que cualquier tipo de elemento está conectado, y a los cuales son asignados los grados de libertad de la estructura. Los nudos no estructurales son aquellos que solo son necesarios para ubicar la orientación de algunos tipos de elementos, como para ubicar el nudo 3 en la Fig. 4.8. Los nudos estructurales serán ubicados en los ejes correspondientes, como en la Fig. 4.4. y tendrán las coordenadas respectivas.

Luego, se ingresan dichos nudos con sus respectivas coordenadas y se escoge el tipo de nudo a utilizar.

Los nudos no estructurales serán identificados por la palabra “NONSTRUCT” seguida del respectivo nivel y marco al cual estarán referenciados sus elementos.

Para el ejemplo anterior se tienen los datos de ubicación en la Fig. 4.12.

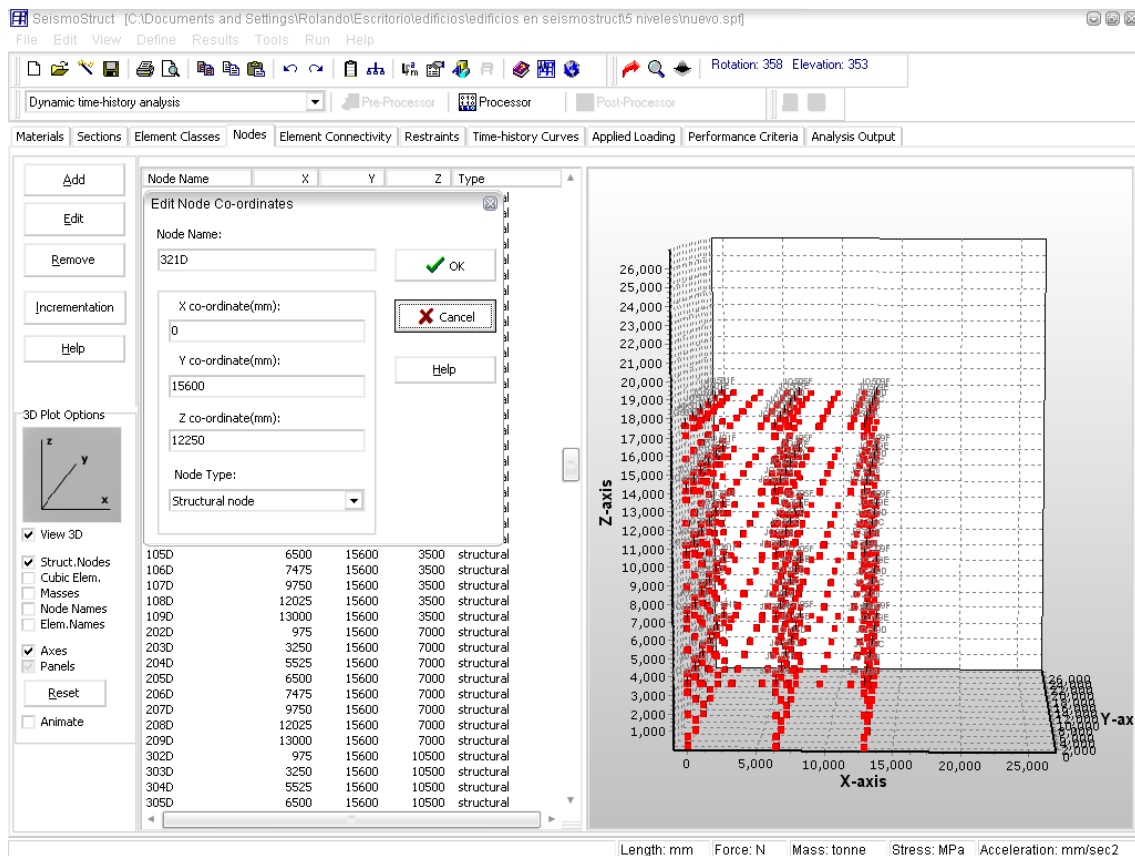


Fig. 4.12. Ubicación de Nudos Estructurales

4.2.5 CONEXIÓN DE ELEMENTOS (ELEMENT CONNECTIVITY).

En esta sección se definen los elementos de la estructura con sus respectivos nombres, tipos de elementos y los nudos correspondientes.

Para los tres tipos de elementos mencionados anteriormente su conectividad será definida de la siguiente manera:

- i. Elementos inelásticos de marco (infrm). Para este elemento es necesario definir tres nudos. Los primeros dos son los nudos de los extremos, los que definirán su longitud, posición en el espacio y dirección (eje local 1). El tercero definirá la orientación de la sección transversal del elemento (ejes locales 2 y 3), y esta es la función de los nudos no estructurales definidos anteriormente.
- ii. Los elementos “joint” son definidos por medio de cuatro nudos. Los dos primeros son los nudos de los extremos y deben coincidir en la posición física ya que estos elementos deben tener una longitud inicial igual a cero. Esta condición implica que se requiera el tercer nudo para definir el eje local 1. El cuarto nudo es necesario para definir los ejes locales 2 y 3.
- iii. Para los elementos de masa concentrada solo es necesario definir un solo nudo, en el cual se concentrará la masa del elemento.

En la Fig. 4.13. se muestra un ejemplo para un elemento “Joint”.

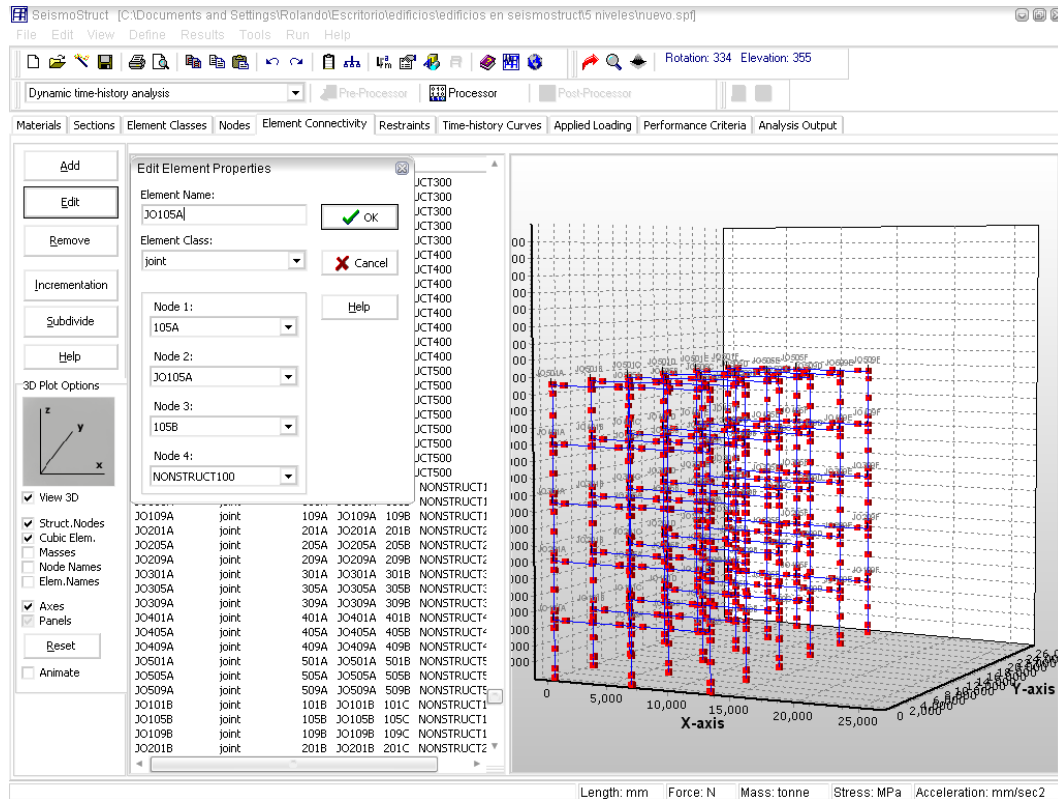


Fig. 4.13. Determinación de un elemento “Joint”.

4.2.6 RESTRICCIONES (RESTRAINTS).

En esta sección se restringen los nudos estructurales en contra de cualquier deformación en cualquiera de sus seis grados de libertad. Para los nudos de la base del edificio (1, 5 y 9), que son considerados empotrados, se restringirán todos los desplazamientos. En los demás nudos, por el tipo de análisis que se aplicará, se restringirá todos los grados de libertad fuera del plano, es decir, $y+rx+rz$; con el fin de eliminar los efectos torsionales. En la Fig. 4.14. se muestra el ejemplo de este caso.

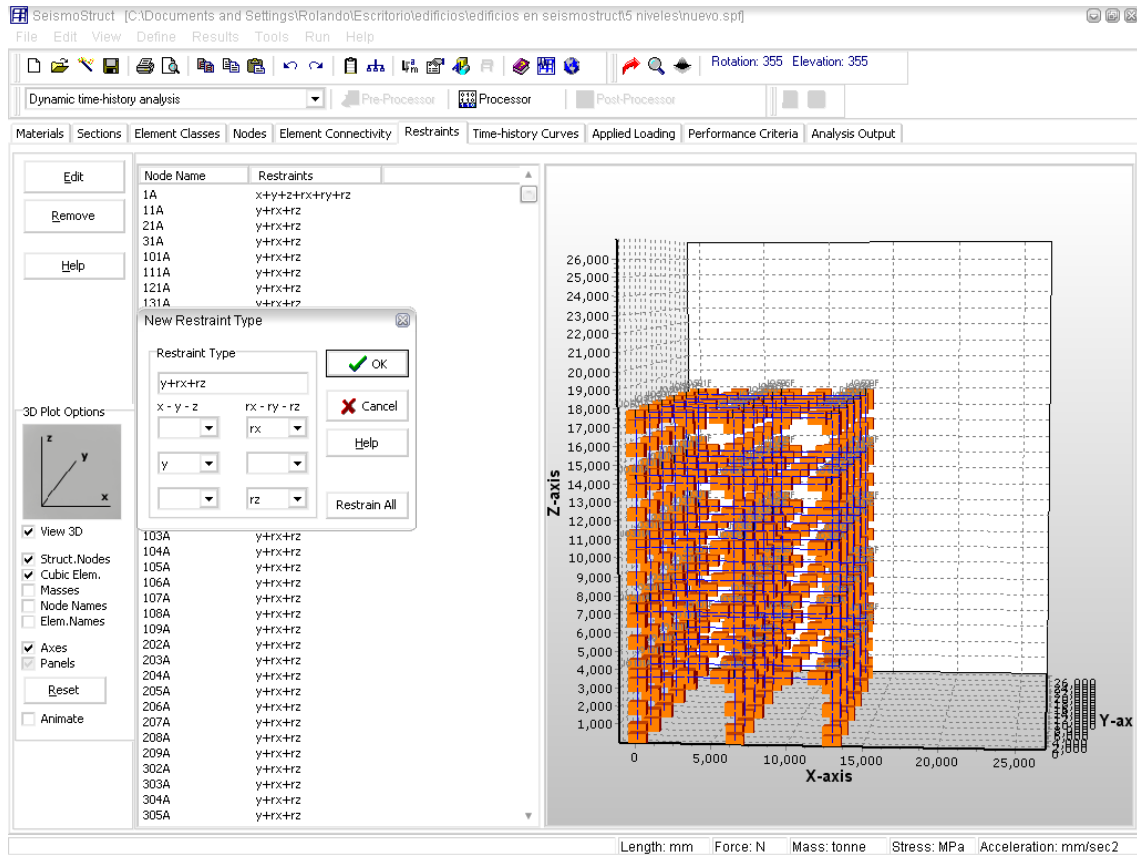


Fig. 4.14. Restricciones aplicadas a los nudos estructurales del modelo.

4.2.7. CURVAS TIEMPO HISTORIA (TIME HISTORY CURVES)

Para el análisis dinámico tiempo-historia, las estructuras están sujetas a cargas transitorias además de las cargas permanentes, y dichas cargas consisten en fuerzas ó aceleraciones que varían en el tiempo. En este módulo de curvas tiempo-historia se define el patrón de carga, es decir, la forma en la cual las cargas varían en el tiempo y está definida por la curva tiempo-historia (time-history curves), que son obtenidas en la sección “Load Curves”. En este apartado se utilizarán los acelerogramas registrados para los sismos de 1986 y 2001 en la ciudad de San Salvador. En la Fig. 4.15 se muestra un ejemplo de un registro del sismo de 1986.

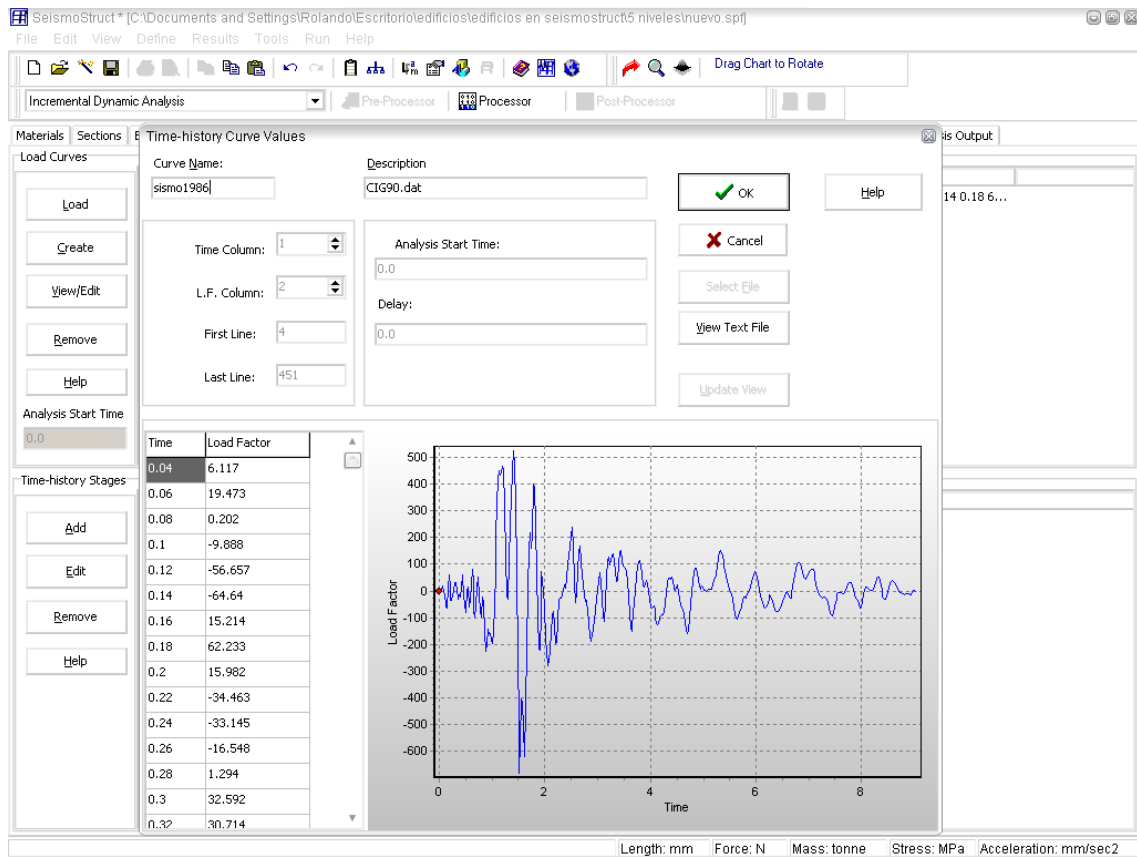


Fig. 4.15. Definición de una curva tiempo-historia (sismo 1986).

4.2.8 CARGA APLICADA (APPLIED LOADING).

En esta sección se aplican todos los tipos de carga, dependiendo del análisis a utilizar, que son soportadas por cualquier modelo estructural. Cabe aclarar, que en SeismoStruct el término carga (load), se refiere a cualquier tipo de acción que puede ser aplicada a la estructura, y puede consistir en fuerzas, desplazamientos y/o aceleraciones.

Para el caso de la aplicación de cargas permanentes (Permanent Loads), se considerarán todas las cargas que estén aplicadas permanentemente a la estructura, y las cuales están tomadas de los valores de las masas que fueron asignadas a los nudos y elementos anteriormente. Para esto se hará uso de la función “Masses to Loads”, dentro de este módulo de Carga Aplicada (ver Fig. 4.16). Para las cargas dinámicas (fuerzas y/o aceleraciones), se considerarán todas aquellas que varíen de acuerdo al tiempo real. Estas cargas son usadas para reproducir la respuesta de la estructura sujeta a un sismo, ó para evaluar la capacidad estructural horizontal de una estructura.

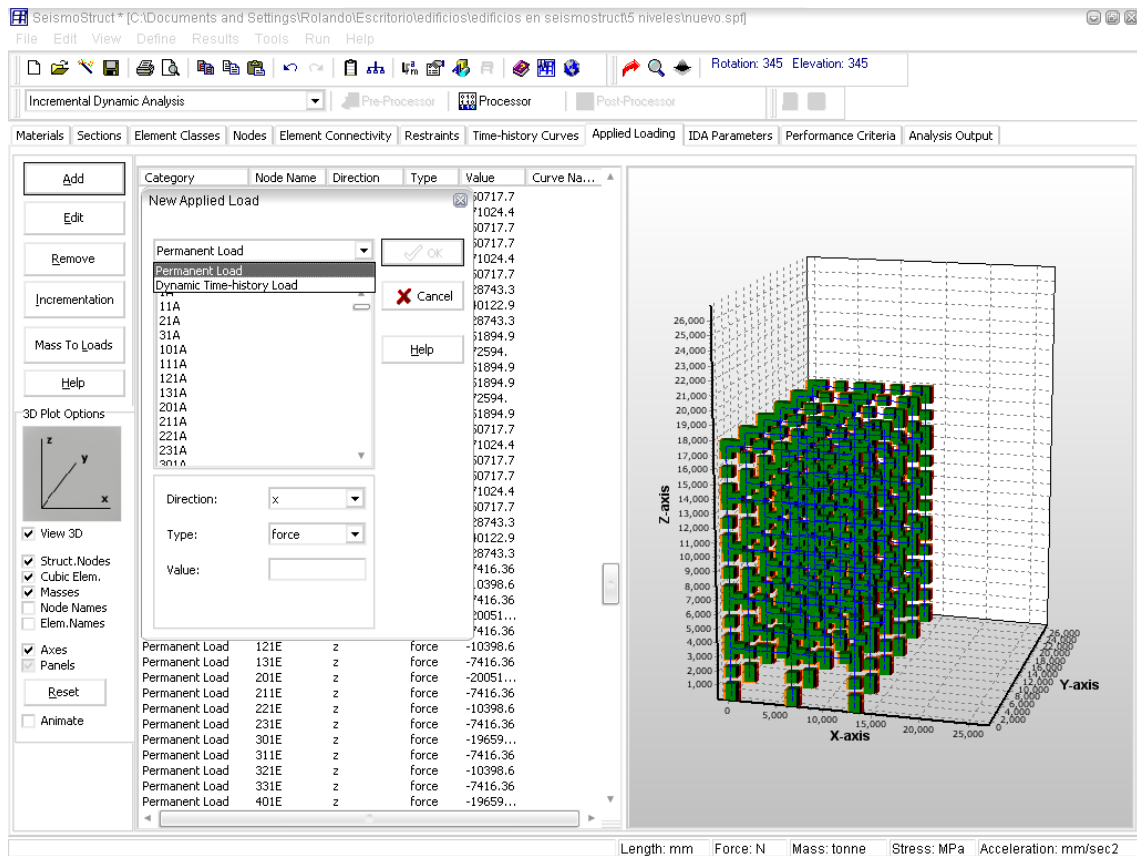


Fig. 4.16. Asignación de Cargas Permanentes (Gravitacionales) ó Cargas Dinámicas a los diferentes nudos de la estructura.

4.2.9 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA PARAMETERS).

En este módulo se establecen ciertos parámetros que el programa tomará en cuenta para realizar el Análisis Dinámico Incremental (IDA). En este análisis la estructura es sujeta a una sucesión de cargas, que usualmente consisten en aceleraciones que varían respecto al tiempo de intensidad incrementable. Así tenemos los factores de escala (Scaling factors), los cuales son los que modifican la intensidad del acelerograma introducido por el usuario en secciones anteriores. Se establece entonces el factor de escala inicial (*Start scaling factor*), el cual corresponde a la primera evaluación tiempo-historia de la estructura y, consecuentemente, el factor de escala final (*End scaling factor*), el cual corresponde a la última. Además se define los niveles intermedios para la curva tiempo-historia de aceleraciones por medio del factor de pasos de escala (*Scaling factor step*).

Luego se definen los nudos que serán considerados en el cálculo del desplazamiento máximo para cada intensidad de carga, con el fin de obtener la envolvente del análisis dinámico incremental ó Dynamic Pushover Curve.

Así en la Fig. 4.17 se muestra el cuadro de entrada de datos para los parámetros del Análisis Dinámico Incremental.

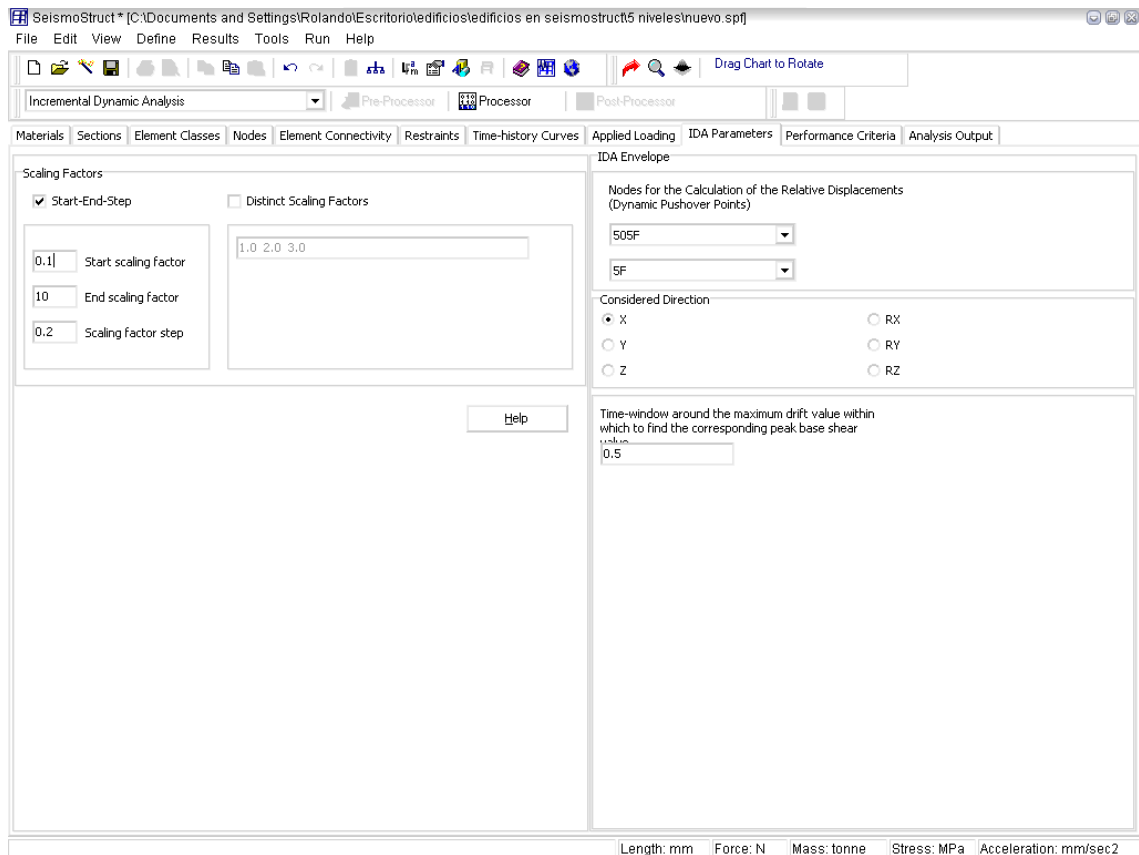


Fig. 4.17. Parámetros del Análisis Dinámico Incremental (IDA Parameters).

4.2.10 CRITERIOS DE DESEMPEÑO (PERFORMANCE CRITERIA).

Este módulo es de especial interés para el análisis, ya que el programa SeismoStruct es capaz de identificar el momento en el cual los diferentes criterios de desempeño, que han sido definidos en el Capítulo 2, y otros criterios definidos en esta sección; son alcanzados.

Generalmente, los mejores parámetros a considerar, dentro del contexto del modelado por fibras, implementado por el programa, son las deformaciones unitarias del material, por ejemplo:

- Agrietamiento de elementos estructurales.
- Agrietamiento del concreto de recubrimiento
- Agrietamiento del concreto del núcleo
- Fluencia del acero de refuerzo
- Fractura del acero de refuerzo

Todos estos parámetros son alcanzados al exceder las deformaciones unitarias correspondientes a cada caso, momento en el cual, el programa presenta diferentes acciones para el usuario, tales como: que el análisis sea detenido ó terminado, que el usuario sea notificado, ó que el parámetro sea inactivo.

Pueden ser utilizados también parámetros de rotación de los elementos o capacidad a cortante de elementos de marcos que hayan excedido la demanda de corte.

Deben ser definidos para cada criterio: el nombre ó identificador del criterio, el tipo (la cantidad de la respuesta que será controlada: deformación del material, curvatura de la sección, rotación del elemento ó cortante), el valor al cual el criterio es alcanzado, los elementos del marco a los cuales será aplicado dicho criterio y el tipo de acción cuando el criterio sea alcanzado.

Es de notar que si el usuario introduce un valor positivo para el criterio, el programa automáticamente considerará que la revisión sea para un desempeño “mayor que” dicho valor. Contrariamente, si el valor es negativo el programa revisará para valores “menor que” el valor del criterio. Como ejemplo, se ilustra en la Fig. 4.18. uno de los criterios utilizados en nuestro análisis.

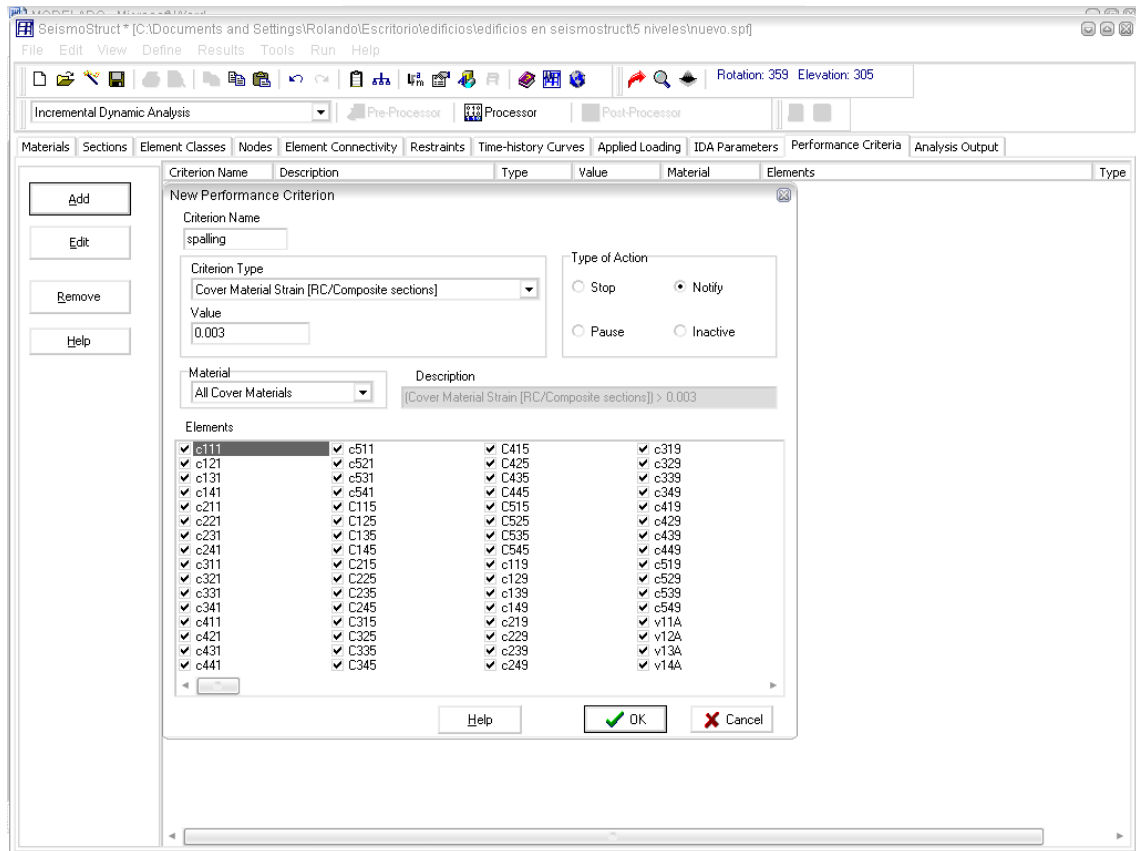


Fig. 4.18. Definición del agrietamiento del concreto de recubrimiento como criterio de desempeño en el análisis.

4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.3.1. INTRODUCCIÓN.

En esta sección se presentan los resultados obtenidos para los valores del factor de modificación de respuesta de cada uno de los edificios considerados, luego de haber sido interpretada la información resultante del programa SEISMOSTRUCT. Estos resultados corresponden al momento en que fue alcanzado cualquiera de los criterios de colapso que fueron descritos en el Capítulo 2, mediante la aplicación de un análisis dinámico incremental. El cálculo del valor del factor de modificación de respuesta corresponde a la relación entre las aceleraciones espectrales de colapso de cada sismo en particular y la aceleración espectral de diseño propuesta por la NTDS.

Ahora bien, los resultados obtenidos serán analizados en dos categorías diferentes: valores de R para condiciones de servicio y valores de R para condiciones de resistencia. En la categoría de condiciones de servicio serán analizados todos los resultados para el criterio de falla correspondiente a la deriva de entrepiso, en el cual, era considerado el colapso al alcanzar un valor de deriva mayor de 5.25 cms.. Como condiciones de resistencia se sitúan todos los demás criterios que son: formación de piso débil, caída de resistencia mayor que 10%, índice de estabilidad mayor que 0.30, y para nivel local: falla por cortante ó máxima rotación en los elementos. Esto con el fin de establecer una relación entre los criterios de funcionabilidad y los criterios de diseño para evitar el colapso propuestos por la NTDS.

4.3.2. VALORES DE R PARA CONDICIONES DE SERVICIO.

Como se dijo anteriormente los valores de R que fueron considerados para las condiciones de servicio son los correspondientes al alcanzarse un valor de deriva de entrepiso mayor que 5.25 cms., es decir, el 1.5% de la altura de entrepiso como lo establece la NTDS.

Los valores obtenidos pueden ser vistos en la tabla 4.3.1 y 4.3.2, que se presentan a continuación, y corresponden a los valores de R obtenidos al alcanzar la máxima deriva de entrepiso, en la dirección X – X e Y – Y de cada edificio:

	EJE	SISMO	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO (g)	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE COLAPSO (g)	R
3 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	0.11	1.89	17.18
		13 DE ENERO	0.11	1.75	15.91
		13 DE FEBRERO	0.11	2.11	19.18
5 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	0.11	1.36	12.36
		13 DE ENERO	0.11	3.34	30.36
		13 DE FEBRERO	0.11	0.84	7.64
8 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	0.11	1.22	11.09
		13 DE ENERO	0.11	1.38	12.55
		13 DE FEBRERO	0.11	1.39	12.64

Tabla 4.3.1. Resultados de R para la dirección X-X de cada edificio, cuando se alcance el criterio de falla de deriva de entrepiso.

Análisis de Resultados.

	EJE	SISMO	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO (g)	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE COLAPSO (g)	R
3 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	0.11	4.09	37.18
		13 DE ENERO	0.11	2.46	22.36
		13 DE FEBRERO	0.11	3.06	27.82
5 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	0.11	1.03	9.36
		13 DE ENERO	0.11	2.44	22.18
		13 DE FEBRERO	0.11	0.82	7.45
8 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	0.11	1.98	18.00
		13 DE ENERO	0.11	3.71	33.73
		13 DE FEBRERO	0.11	1.12	10.18

Tabla 4.3.2. Resultados de R para la dirección Y - Y de cada edificio, cuando se alcance el criterio de falla de deriva de entrepiso.

Para obtener estos valores de R fueron analizados los desplazamientos de respuesta global de la estructura proporcionados por el programa SEISMOSTRUCT, el cual presenta un conjunto de desplazamientos para cada factor de escala utilizado en análisis dinámico incremental (ver Cap. 2). Al encontrar una deriva de entrepiso mayor que 5.25 cms., fue seleccionado ese factor de escala y fue multiplicado por la aceleración natural de ese registro correspondiente al período de la estructura, obteniendo así el valor de la aceleración espectral de colapso. Luego, esta aceleración es dividida entre la aceleración espectral de diseño, para obtener finalmente el valor del factor de modificación de respuesta de ese sismo, estructura y criterio de falla en particular.

Puede observarse casos, en ambas tablas, de aumentos en los valores de R mayores del 100% del R de diseño (edificio de 5 niveles, dirección X - X para el 13 de enero $R = 30.36$; edificio de 3 niveles, dirección Y - Y para el 10 de octubre $R = 37.18$ y edificio de 8 niveles, dirección Y - Y para el 13 de enero $R = 33.73$), deduciendo que estas estructuras pueden presentar para estos casos en particular, un

sobre diseño de la misma, conduciendo a un aumento excesivo de las secciones de sus elementos, produciendo así un diseño poco eficiente desde el punto de vista técnico y económico. Aquí, las restricciones de desplazamientos impuestas por la NTDS nos lleva a diseñar estructuras con altos niveles de sobre resistencia, a fin de mantener los valores de deriva de entrepiso, pero dejando en evidencia que a niveles de resistencia, la estructura es capaz de soportar mayores niveles de intensidad de sismo, sin que esto refleje una posibilidad alta de colapso de la estructura.

Por el otro lado, también son observados cinco edificios que presentan un valor de R menor que 12, los cuales amplifican sus respuestas sísmicas por los registros seleccionados para su análisis, presentando caídas en el valor de R de hasta un 38%; lo cual se traduce en daños de los elementos secundarios de dichos edificios, luego de ser sometidos a ese registro en particular.

Es de notar también que los valores del factor de modificación de respuesta no presenta una variación marcada dependiendo de la altura del edificio, sino que dependen en mayor medida, de las características que presenta el registro sísmico. No obstante, solo para efectos de comparación, se puede observar que en la dirección $X - X$ el promedio de los tres valores de R para cada edificio va en decremento a medida se incrementa el número de niveles de la estructura. No es recomendable establecer una comparación de los resultados de R a niveles de promedio, debido a que, como se puede observar en las tablas anteriores, las variaciones en este valor pueden no verse reflejadas en el mismo. Así por ejemplo, al obtener un promedio de los valores de R para el caso del edificio de 5 niveles en la dirección $Y - Y$, nos refleja un valor de 13, pero al analizar cada uno de sus casos nos encontramos que para los sismos del 10 de octubre y del 13 de febrero, los valores de R fueron menores que los de la NTDS, del orden de 9.36 y 7.45, respectivamente.

Es de notar que las direcciones, tanto la X-X como la Y-Y, del edificio de cinco niveles resultaron ser las más castigadas ante los sismos impuestos; mientras que, a niveles de servicio, el edificio de 3 niveles presenta el mejor comportamiento en ambas direcciones.

En resumen, estos valores reflejan que en general, las estructuras analizadas presentarán daños – a niveles de servicio – a unos niveles de intensidad sísmica relativamente bajos, habiendo encontrado casos en los cuales la aceleración espectral que causa la máxima deriva de entrepiso era menor que la aceleración espectral natural del registro. Por lo cual, consideramos que debería reevaluarse los límites en los valores para el control de desplazamientos, ya que si bien, estas estructuras pueden presentar un comportamiento deficiente en condiciones de servicio, no significa que la estructura vaya a presentar una baja seguridad estructural. Estos valores de R para condiciones de resistencia serán vistos en la sección siguiente.

4.3.3. VALORES DE R PARA CONDICIONES DE RESISTENCIA.

Una vez conocidos los valores de R para condiciones de servicio, se procedió a obtener los resultados mediante el análisis para los demás criterios de falla que son agrupados bajo una óptica de resistencia global y local de la estructura. Para ello, como se mencionó en el Cap. 2, tenemos los siguientes criterios de falla: falla por cortante ó rotación máxima en un elemento, para resistencia local; formación de piso débil, caída de resistencia mayor del 10 % e índice de estabilidad mayor que 0.3, para resistencia global. La obtención de estos resultados fue similar a los obtenidos en la sección anterior; es decir, a la relación entre las aceleraciones espectrales de colapso y diseño, para cualquier criterio de falla que fuera alcanzado por un registro sísmico de cada edificio.

Análisis de Resultados.

Así se presentan los resultados en las Tablas 4.3.3 y 4.3.4, para cada edificio y cada registro sísmico aplicado, en sus correspondientes direcciones X – X e Y – Y, además se especifica el tipo de criterio de falla alcanzado luego de haber sido sobrepasada la máxima deriva de entrepiso.

	EJE	SISMO	CRITERIO DE FALLA ALCANZADO	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE COLAPSO (g)	R*
3 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	Formación de Piso Débil	3.10	28.15
		13 DE ENERO	Formación de Piso Débil	2.86	26.00
		13 DE FEBRERO	Formación de Piso Débil	3.16	28.72
5 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	Formación de Piso Débil	4.23	38.44
		13 DE ENERO	Formación de Piso Débil	6.91	62.80
		13 DE FEBRERO	Formación de Piso Débil	2.36	21.41
8 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	Formación de Piso Débil	5.05	45.91
		13 DE ENERO	Formación de Piso Débil	5.71	51.90
		13 DE FEBRERO	Cortante máximo	2.05	18.64

Tabla 4.3.3. Resultados de *R* para la dirección X - X de cada edificio, cuando se alcance el criterio de falla considerado para condiciones de resistencia.

	EJE	SISMO	CRITERIO DE FALLA ALCANZADO	ACELERACIÓN ESPECTRAL DE COLAPSO (g)	R*
3 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	Cortante e índice de estabilidad	6.05	55.00
		13 DE ENERO	Índice de estabilidad	6.16	56.00
		13 DE FEBRERO	Índice de estabilidad	4.05	36.81
5 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	Formación de piso débil	4.85	44.10
		13 DE ENERO	Formación de Piso Débil	6.02	54.72
		13 DE FEBRERO	Rotación última	2.07	18.84
8 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	Formación de Piso Débil	5.32	48.36
		13 DE ENERO	Formación de Piso Débil	6.20	56.36
		13 DE FEBRERO	Formación de Piso Débil	2.33	21.18

Tabla 4.3.4. Resultados de *R* para la dirección Y - Y de cada edificio, cuando se alcance el criterio de falla considerado para condiciones de resistencia

Puede ser visto en ambas tablas que los valores de aceleración espectral para alcanzar los criterios de falla a niveles de resistencia, presentan unos valores de R mayores que los especificados por la NTDS. Es decir que los registros que están siendo impuestos a cada estructura en particular, presentan un bajo riesgo, en algunos casos, a la seguridad estructural del edificio, ya que estos tienen grandes niveles de sobre-resistencia. Este tipo de comportamiento es el que podría esperarse al aplicar los criterios de diseño de la NTDS, los cuales tienen como principal objetivo evitar el colapso de la estructura.

Los criterios de falla que controlaron estos valores de R son diversos y no se encontró ninguna relación entre ellos y la altura de los edificios; por lo que también se deduce que, debido a la naturaleza del factor de modificación de respuesta, estos valores tengan una gran dependencia de las características del sismo impuesto a la estructura.

Al revisar los resultados en general, nos damos cuenta de la efectividad de los criterios empleados en la NTDS, para evitar mecanismos de colapso en las estructuras ante un sismo, por ejemplo mediante la aplicación del criterio columna fuerte-viga débil, el cual ha sido alcanzado para elevados niveles de intensidad sísmica. De manera similar se evita de manera efectiva las fallas por cortante en los elementos, por mencionar un caso, para la dirección Y-Y del edificio de tres niveles para el sismo del 10 de octubre de 1986, se ve que la aceleración espectral necesaria para provocar el colapso por cortante en la estructura, presenta un valor de 6.05 g, cuando para ese sismo la aceleración espectral natural fue de 1.95 g.

4.3.4. COMPARACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO Y RESISTENCIA.

Al haber comprobado que existen grandes diferencias entre los valores del factor de modificación de respuesta para cada una de las condiciones anteriormente vistas, consideramos recomendable hacer una comparación entre ellas, cuyos resultados se confrontan en las tablas 4.3.5 y 4.3.6, las cuales se presentan a continuación:

	EJE	SISMO	<i>R (SERVICIO)</i>	<i>R (RESISTENCIA)</i>
3 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	17.18	28.15
		13 DE ENERO	15.91	26.00
		13 DE FEBRERO	19.18	28.72
5 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	12.36	38.44
		13 DE ENERO	30.36	62.80
		13 DE FEBRERO	7.64	21.41
8 NIVELES	X - X	10 DE OCTUBRE	11.09	45.91
		13 DE ENERO	12.55	51.90
		13 DE FEBRERO	12.64	18.64

Tabla 4.3.5. Resultados de *R* para la dirección X - X de cada edificio, para las condiciones de servicio y las de resistencia.

	EJE	SISMO	<i>R (SERVICIO)</i>	<i>R (RESISTENCIA)</i>
3 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	37.18	55.00
		13 DE ENERO	22.36	56.00
		13 DE FEBRERO	27.82	36.81
5 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	9.36	44.10
		13 DE ENERO	22.18	54.72
		13 DE FEBRERO	7.45	18.84
8 NIVELES	Y - Y	10 DE OCTUBRE	18.00	48.36
		13 DE ENERO	33.73	56.36
		13 DE FEBRERO	10.18	21.18

Tabla 4.3.6. Resultados de *R* para la dirección X - X de cada edificio, para las condiciones de servicio y las de resistencia.

Al comparar los resultados en forma general, es claro que la diferencia entre los valores de R para las condiciones de servicio y para condiciones de resistencia, en donde para esta última condición los valores de R son mayores que aquellos obtenidos por condiciones de servicio, como por ejemplo valores de 45.91 para resistencia contra valores de 11.09 para servicio en la dirección X-X del edificio de 8 niveles en el sismo del 10 de octubre de 1986.

Queda claro que la NTDS pretende primordialmente cubrir el nivel de colapso de la estructura y queda relegado en segundo término las condiciones de servicio; es decir, que los criterios de control de desplazamientos que nos propone la NTDS, viene acompañado de una excesiva sobre-resistencia de las estructuras, debido a que estas restricciones causan aumentos en la rigidez de los elementos del edificio, a través del aumento de las secciones de los elementos primarios del edificio. Sería más conveniente buscar un método alternativo ó evaluar las condiciones actuales de diseño para buscar un equilibrio entre estos dos criterios, es decir, siempre tratando de brindar una protección a los elementos secundarios, los cuales podrían afectar la funcionabilidad de la estructura ó incurrir en costos adicionales en caso de daños; y, siempre mantener el objetivo primordial del diseño por desempeño que es evitar el colapso de la estructura.

CAPÍTULO 5

5.1. CONCLUSIONES.

- A** El factor de modificación de respuesta para una estructura en particular, puede ser obtenido mediante el procedimiento visto en el Capítulo 2, el cual relaciona las aceleraciones espectrales de colapso con las aceleraciones espectrales de diseño para esa estructura. Este valor variará dependiendo del sismo inducido y de la geometría de la estructura. Además, hay que aclarar que este valor es muy particular de las condiciones anteriormente expuestas, por lo que no se pretende establecer un valor para efectos de diseño de nuevas estructuras, sino más bien, para la evaluación del diseño sísmico empleado para una estructura en particular.

- B** Es de notar que a pesar de que los edificios fueron sometidos al mismo método de análisis, y evaluados bajo los mismos criterios de falla; presentan grandes diferencias ente resultados, por lo que el valor de R depende en gran medida de la altura de cada edificio y del tipo de registro sísmico al cual es sometido cada estructura en particular.

- C** Para el diseño de los tres edificios se usó el programa ETABS, considerando una configuración estructural regular en planta y elevación, variando cada edificio solamente en la altura. Para el modelado usando el programa ETABS se definió la geometría de la estructura, los materiales usados, definiciones de los casos de carga de diseño (combinaciones), asignación de cargas (muerta, viva, sísmica); para obtener resultados y poder diseñar los elementos de la estructura (viga, columna). El diseño de cada miembro se hizo usando la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Las bases y criterios de diseño para que los edificios presenten una seguridad adecuada ante la presencia

de un evento sísmico, se obtuvieron de la Norma Técnica de Diseño Sísmico. Debido a la regularidad en planta y en elevación, el centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez, coinciden con el centro de gravedad para cada entrepiso y para todos los edificios.

- D** En términos generales, la gran mayoría de los edificios analizados con el método de análisis aplicado, presentan un valor del factor de modificación de respuesta mayor al propuesto por la Norma Técnica de Diseño por Sismo, lo cual nos deja ver que dichas estructuras son capaces de soportar fuerzas inducidas por sismos mayores que las fuerzas sísmicas derivadas del espectro de diseño inelástico propuesto por la NTDS. Además, es de hacer notar que los acelerogramas que fueron impuestos a estas estructuras fueron seleccionados como los casos más desfavorables – se relacionó la máxima aceleración espectral contra el período elástico de cada estructura -, por lo cual los valores de R obtenidos pudieran ser mayores para otro registro al cual sea sometido cada edificio en particular.
- E** De los resultados obtenidos, se concluye que el parámetro de colapso que controla la respuesta de los edificios analizados es la deriva de entrepiso propuesta por la NTDS como 1.5% veces la altura del entrepiso, la cual para todos los casos es considerada al alcanzar un valor mayor ó igual a 5.25 cms. Es decir que, las estructuras diseñadas son afectadas en su mayoría bajo este criterio de condiciones de servicio.
- F** Lo anterior no implica que las estructuras presenten unos niveles de resistencia inadecuados. Fue notado que las estructuras diseñadas con los lineamientos propuestos por la NTDS, presentan un comportamiento eficiente ante los efectos de cortante en sus elementos y la formación de mecanismos de piso débil, ya que estos criterios de falla fueron alcanzados a escalas muy por encima de los valores de los registros sísmicos naturales aplicados.

- G** Las direcciones Y-Y de todos los edificios presentaron un mejor comportamiento comparadas con las X-X, esto debido al mayor número de elementos verticales de resistencia (ejes de columnas), lo cual nos lleva a obtener un mayor nivel de redundancia en las mismas y por ende, a una mejor redistribución de los momentos y mayor capacidad de disipación de energía sin pérdida de resistencia lo que queda evidenciado en unos altos valores de R para condiciones de resistencia.
- H** Es de resaltar que los criterios aplicados por la NTDS para la protección de los elementos verticales de resistencia (columna fuerte – viga débil), proporcionan a la estructura un buen comportamiento sísmico, debido a que fue observado que permiten la disipación de energía sísmica mediante una gran capacidad de deformación sin pérdida de su resistencia en las vigas, gracias a su ductilidad, protegiendo así a la integridad de las columnas, que solo fueron exigidas cuando la mayoría de vigas se encontraban en comportamiento inelástico. Esto es notable para los valores de R obtenidos bajo el criterio de formación de piso débil, el cual fue observado para valores muy altos de intensidad sísmica.
- I** Al igual que lo anterior, el criterio de falla por cortante en los elementos, es muy bien controlado para las estructuras diseñadas. Debido a las secciones resultantes para mantener un buen control de desplazamientos (derivadas de entrepiso), las fallas por cortante en algún elemento, son encontradas a niveles muy altos de intensidad sísmica, pero sin embargo, es el criterio de falla local que controla el colapso de las estructuras por encima del criterio de rotación última. Sin embargo, habrá que tener presente que este valor del factor de modificación de respuesta fue calculado a partir de la aplicación de un solo sismo por vez. Sería deseable que en un futuro sea analizado, el efecto de este parámetro por la aplicación de varios sismos consecutivamente, uno después del otro; debido a que esta es la característica sísmica de El Salvador, en donde, se producen sismos

con grandes aceleraciones en espacios cortos de tiempo (meses o días); por lo que las estructuras no han sido reparadas por el primer evento y son solicitadas por otros nuevos (ej. Jucuapa 1951 y Enero y Febrero 2001).

- J** Debido a que el valor del factor de modificación de respuesta propuesto por la NTDS ha sido establecido con fines de diseño, no se critica el uso del mismo para proyectar estructuras nuevas; es más, al observar los resultados obtenidos y revisar la gran variación que existe entre los mismos, siendo aún para estructuras de la misma tipología, se puede adoptar ese valor de R de manera conservadora. Esta investigación presentó un método para la evaluación del mismo, más que de proponer valores de R para diseño, lo cual podría ser arriesgado, sin conocer las condiciones particulares de cada diseño.

5.2. RECOMENDACIONES

- A** Se recomienda la aplicación del procedimiento desarrollado en esta investigación para la evaluación de una estructura sometida a un registro sísmico en particular, a fin de conocer la respuesta de la misma por medio del valor del factor de modificación de respuesta. Es de aclarar, que este valor solo es válido para las características de la estructura analizada y las del sismo en particular; por lo que no se recomienda hacer una generalización del R para el diseño de estructuras nuevas, en las cuales, no son conocidas las características de los sismos a los cuales se pueden ver sometidas. Es recomendable para obtener un valor de R que sea representativo ante la ocurrencia de un terremoto, someter la estructura a una serie de registros con características diferentes correspondientes a dicho terremoto.
- B** Como fue visto, el factor de modificación de respuesta depende, en gran medida, del registro sísmico aplicado y por motivos de comparación y simplicidad en el análisis, se adoptó el espectro de diseño inelástico como el nivel de fluencia de todos los edificios, aunque esta definición no toma en cuenta la diferencia que existe entre dicho espectro de diseño y la aceleración espectral que causa la primera indicación de fluencia de la estructura. Diversos autores (Elnashai & Broderick, 1996), han realizado estudios en los cuales se ha demostrado que existe dicha diferencia e incluso, en algunos casos, la aceleración espectral de fluencia llega a ser mayor que el espectro de diseño inelástico. Por lo tanto, estos autores proponen otra definición para la obtención de R la cual toma en cuenta una mayor dependencia de las características del sismo aplicado a la estructura, la cual la vuelve más eficaz para la evaluación de un sismo específico. Dicha definición se resume en la siguiente ecuación:

$$R_{c,ay} = a_{g(\text{colapso})} / a_{g(\text{fluencia-real})}$$

En donde: $a_{g(\text{colapso})}$ = aceleración espectral que causa colapso

$a_{g(\text{fluencia-real})}$ = aceleración espectral a la primera fluencia.

Debido a la sobre-resistencia que presentará la estructura, se dará como resultado una aceleración de fluencia mayor a la asumida en el diseño (NTDS), y ya que dicha aceleración es más sensible a los niveles de sobre-resistencia que la aceleración espectral de colapso, se producirá una subestimación del factor de modificación de respuesta; por lo se recomienda la inclusión del factor de sobre-resistencia de la estructura en esta definición, quedando así que

$$R'_{c,ay} = R_{c,ay} \cdot \Omega_d$$

Donde Ω_d = factor de sobre-resistencia.

Esta definición presenta una mayor demanda de cálculo, pero es la más recomendable para analizar una estructura específica sometida a un registro sísmico en particular. (Mwafi & Elnashai, 2001).

- C** Se recomienda hacer una revisión de los valores del factor de modificación de respuesta propuestos en la NTDS, ya que, aunque estos no signifiquen un mal comportamiento estructural ante un sismo, pueden ser modificados para el diseño de estructuras más eficientes y más económicas. Además de que no se deberían generalizar los valores de dicho factor para una misma tipología de estructuras – marcos de concreto reforzado para nuestro caso - , ya que, al observar los resultados, se pueden ver grandes diferencias entre los valores de R obtenidos para una misma estructura y diferentes casos de registros sísmicos. Por lo cual también

Recomendaciones.

es recomendable para los diseñadores, hacer un análisis individual de las estructuras, sin generalizar sus características ó posibles comportamientos ante cargas inducidas por sismos.

- D** Debido a las limitaciones presentes en esta investigación, solo fue posible el análisis de edificios con marcos de concreto reforzado, variando solamente su altura y registro sísmico aplicado, dejando para investigaciones posteriores la inclusión de otras variables, ya sea irregularidades en planta y / o en elevación, efectos torsionales, aplicación de otros sistemas estructurales, consideraciones de interacción suelo – estructura, etc., para ampliar así el criterio a utilizar para futuros diseños estructurales que se desarrollen en el país.
- E** En el análisis de los edificios se consideró que la base de las estructuras no sufría deformaciones y rotaciones, es decir, se consideraba un empotramiento ideal. La consideración de la interacción suelo-estructura en nuestro país es una normativa para edificios de más de dos niveles (Norma Hospitalaria). Es de importancia considerar la iteración suelo-estructura, ya que al considerar la elasticidad de la cimentación, esta va a demandar mayor resistencia en la unión viga-columna en edificios a niveles superiores. Cabe mencionar que la iteración suelo-estructura no debe hacerse con la intención de bajar los cortantes dinámicos de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- Ministerio de Obras Públicas (1994), Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones
- Ministerio de Obras Públicas (1994), Norma Técnica de Diseño por Sismo: Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones
- Mwafy M, Elnashai A. (2002), Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings: *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 6, No. 2, p 239-273
- Daza Duarte L. (2001), Nuevo Enfoque para determinar el Factor de Modificación de Respuesta: *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, p 33-47
- Whittaker A, Hart G, y Rojahn, C. (1999), Seismic Response Modification Factors: *Journal of Structural Engineering*, p 438-441
- Paulay T, Priestley M. (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, p 95-106, 124-132, 205-207
- Mander J, Priestley M, Park R. (1996), Theoretical stress-strain model for confined concrete: *Seminario de Diseño de Estructuras Sismo Resistentes de Concreto Reforzado (AGIES)*, parte II, cap 3, p 1804-1826
- Bazán E, Meli R, *Diseño sísmico de edificios*: Editorial LIMUSA, p 153-157

-
- Park R. (1996), Ductility for Seismic Forces: Seminario de Diseño de Estructuras Sismo Resistentes de Concreto Reforzado (AGIES), parte II, cap I, p 1-11
 - Park R. (1996), Capacity design of ductile RC building structures for earthquake resistance: Seminario de Diseño de Estructuras Sismo Resistentes de Concreto Reforzado (AGIES), parte I, cap I, p 279-289
 - Vamvatsikos D, Cornell C. (2001), Incremental Dynamic Análisis: Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, p 1-21.
 - Bommer J. (1994), Sismología para ingenieros: Papel Técnico F93001, UCA, San Salvador.
 - Bommer J. (1996), Riesgo Sísmico en el área metropolitana de San Salvador: Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente Papel Técnico F93001, UCA, San Salvador, p 28-40
 - Chopra, A. (1995), Dynamics of structures: Prentice Hall, New Jersey.
 - Eurocode (2002), Design of structures for earthquake resistance, p 68
 - Gutiérrez M, Magaña F. (1999), Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes: Tesis, p 87-125