



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN  
INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ACERO  
DISEÑADOS CON EL RCDF-2004**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**MAURO ALEXIS DÍAZ GONZÁLEZ**

TUTOR:

**DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ**



2006

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

1<sup>er</sup>. Suplente: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

---

**FIRMA**

*Para mi hijo Alexis porque su sonrisa y energía inagotable me alentaron en momentos difíciles.*

*Para la mujer que le ha puesto un matiz especial a mi vida durante los últimos nueve años y que en esta etapa me ha brindado su apoyo incondicional. Te amo Liz.*

*Para mis padres, por quienes agradezco a Dios el haberme puesto entre sus brazos, ya que todo lo que soy es gracias a su amor y apoyo total ante cualquier circunstancia. Los quiero.*

*Para mis hermanos porque el ser un ejemplo para ellos ha sido un aliciente que me ha impulsado a realizar mis metas.*

# AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Sonia E. Ruíz Gómez por su amistad, consejos y apoyo brindados durante esta etapa de mi vida.

Al M. I. Edén Bojórquez Mora por sus comentarios, paciencia, pero sobre todo por su amistad brindada durante la elaboración de éste trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería por brindarme un espacio de trabajo para concluir con estos estudios.

A CONACYT por brindarme el apoyo económico para poder realizar mis metas.

Al Ing. Francisco García Jarque por todos sus consejos, comentarios y por ser para conmigo una excelente persona en el tiempo en el que tuve la dicha de estar en su empresa.

A todos mis amigos que de alguna manera han sido partícipes de la culminación de ésta etapa de mi vida, pero en especial a Sergio, Emma, Said y Javier.

---



---

# ÍNDICE

	<b>Página</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>CAPÍTULO 1</b>	3
<b>ORGANIZACIÓN DE LA TESIS</b>	
<b>CAPÍTULO 2</b>	4
<b>DISEÑO DE EDIFICIOS DE 4, 6, 8 Y 10 NIVELES</b>	4
2.1 Características de los edificios	4
2.2 Definición de cargas	5
2.3 Estructuración	7
2.4 Tipos de análisis	7
2.5 Combinaciones de carga	7
2.6 Metodología de análisis	7
2.7 Diseño de losa	8
2.8 Marcos longitudinales	9
2.9 Marcos transversales	14
2.10 Análisis tridimensional	19
2.11 Cimentación	
<b>CAPÍTULO 3</b>	33
<b>CAPACIDAD CÍCLICA EN ELEMENTOS DE ACERO</b>	
<b>CAPÍTULO 4</b>	38
<b>CAPACIDAD CÍCLICA DE MARCOS DE ACERO</b>	38
4.1 Metodología de análisis	41
4.2 Relación entre capacidad local y global	43
4.3 Curva de capacidad cíclica de marcos de acero	
<b>CAPÍTULO 5</b>	46
<b>REGÍSTROS SÍSMICOS</b>	46
5.1 Acelerogramas	47
5.2 Escalación de sismos	
<b>CAPÍTULO 6</b>	
<b>CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA LOS EDIFICIOS DE 4, 6, 8 Y 10 NIVELES</b>	49
6.1 Análisis dinámicos	49
6.2 Curvas de vulnerabilidad sísmica	51
6.3 Curvas de peligro sísmico	52
6.4 Curvas de peligro de demanda de ductilidad global	55

<b>CAPÍTULO 7</b>	
<b>CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA SIGDL EQUIVALENTES</b>	59
7.1 Curvas de peligro de demanda	59
7.2 Factor de transformación	60
<b>CAPÍTULO 8</b>	
<b>EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO</b>	64
8.1 Capacidad cíclica de SIGDL	64
8.2 Índice de daño	65
<b>CONCLUSIONES</b>	66
<b>REFERENCIAS</b>	68

---

---

# INTRODUCCIÓN

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004), al igual que la mayoría de los reglamentos del mundo, no especifica valores de confiabilidad que debe de tener una estructura, por lo que las estructuras de distintos tipos construidas hasta la fecha presentan tasas anuales de falla que no son conocidas.

En el presente estudio *se evalúan las curvas de peligro de demanda global de ductilidades de ocho marcos estructurales correspondientes a edificios diseñados conforme al RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM)*. Los edificios son de acero de 4, 6, 8 y 10 niveles y tres crujeas, cada uno diseñado con factores de comportamiento sísmico  $Q = 2$  y  $Q = 3$ . Los edificios se suponen localizados en la zona de terreno blando (zona IIIb) del valle de México.

Paralelamente al proceso de análisis de confiabilidad de las estructuras se presentan otras aportaciones que son útiles para análisis posteriores. Estos consisten en lo siguiente:

1. Con el fin de obtener los desplazamientos de fluencia de los marcos estructurales se realizan, en primer lugar, análisis estáticos no lineales (análisis “push-over”, en inglés). A partir de estos análisis se obtiene la ductilidad que desarrollan las trabes. Cuando las trabes críticas alcanzan su capacidad de ductilidad local (dato que se obtiene de pruebas experimentales) se correlaciona con la ductilidad global (azotea) que es capaz de resistir la estructura. Ambas ductilidades se relacionan a través de número de ciclos que son capaces de resistir los elementos críticos de un entrepiso (llamado entrepiso crítico). Se considera que la falla de la estructura ocurre cuando falla el entrepiso crítico. A partir de lo anterior *se propone en esta tesis una expresión para evaluar el número de semiciclos (capacidad cíclica) de las estructuras estudiadas en función de su periodo fundamental de vibración y de su ductilidad global*.

Para encontrar la capacidad cíclica de una estructura al ser sometida a una excitación sísmica utilizando la expresión aquí propuesta, es necesario conocer las ductilidades globales ( $\mu_g$ ) demandadas y sustituirlas en la ecuación a lo largo de la historia del evento. De esta manera es posible encontrar el daño acumulado que sufre la estructura ante un evento sísmico mediante el índice de acumulación lineal del daño en donde se realiza la sumatoria de la relación que existe entre los ciclos demandados a la estructura con la capacidad cíclica de la misma a lo largo de la historia de ductilidades. Este procedimiento se vuelve más complejo junto con mucho tiempo de análisis al incrementarse el número de niveles o el grado de hiperestaticidad de una estructura. Por tal motivo, el uso de modelos simplificados es una herramienta que minimiza el tiempo de análisis.

2. Para trabajar con modelos simplificados se relacionan en este estudio las respuestas máximas de los ocho edificios de interés con las correspondientes a sus sistemas de un grado de libertad equivalentes (SIGDLE). Se establece como requisito que estos

presenten el mismo periodo fundamental de vibración, porcentaje del amortiguamiento crítico y coeficiente sísmico que las estructuras de múltiples grados de libertad (MGDL).

Se obtienen las curvas de peligro de demanda de ductilidad local de los sistemas de MGDL así como de los S1GDLE. A partir de estos se calculan factores de transformación de la ductilidad global de los edificios a la de sus correspondientes S1GDLE asociados a la misma tasa anual de falla. *Se obtiene una expresión para el factor de transformación que es, para los casos analizados, independiente del periodo de vibración de las estructuras.*



---

---

# CAPÍTULO 1

## ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se encuentra organizada de la siguiente manera:

En el Capítulo 2 se hace una descripción detallada del diseño estructural de los ocho edificios de acero. Con el fin de que los diseños fueran lo más cercano a lo que se hace en la práctica profesional, el autor de esta tesis los diseñó en el despacho del Ing. Francisco García Jarque, quien personalmente supervisó el diseño.

En el Capítulo 3 se presentan los estudios experimentales encontrados en la literatura sobre elementos de acero sometidos a demandas de ductilidad constante. Con base en los datos encontrados se ajusta una expresión que relaciona el número de semi-ciclos que resiste el elemento con la ductilidad local demandada.

En el Capítulo 4 se correlacionan los datos de los resultados obtenidos en elementos de acero con los resultados de análisis “push-over” de los ocho marcos estructurales. A partir de los análisis se propone una expresión para encontrar la el número de semiciclos que es capaz de resistir la estructura con su ductilidad global.

El Capítulo 5 describe las características de los nueve movimientos sísmicos utilizados para el análisis de confiabilidad, y el proceso de escalación de dichos movimientos.

El Capítulo 6 presenta las curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos estructurales representativos de los edificios en estudio. Dichas curvas proporcionan una buena idea sobre la confiabilidad implícita en el *RCDF-2004* y en sus *NTCDCEM*.

El Capítulo 7 presenta las curvas de peligro de demanda asociadas a los S1GDLE de los ocho marcos en estudio. A partir de los resultados de este capítulo y del capítulo anterior se obtienen factores de transformación de los sistemas de MGDL y S1GDL asociados con la misma tasa anual de falla.

Finalmente, se mencionan las conclusiones del estudio.

# CAPÍTULO 2

## DISEÑO DE EDIFICIOS DE 4, 6, 8 Y 10 NIVELES

Para el diseño de los edificios se solicitó al Director de García Jarque Ingenieros S. C. que el autor de esta tesis tuviera una estancia por dos meses en esa firma de Ingeniería. Los diseños se realizaron bajo la supervisión altruista del Ing. Francisco García Jarque.

### 2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS

El estudio trató de abarcar edificios de niveles comúnmente construidos en el Valle de México y ubicados en la Zona del Lago. Sus características son las siguientes:

- Localización: Zona III b de la Ciudad de México.
- Uso: Oficinas.
- Estructura tipo: B.

### 2.2 DEFINICIÓN DE CARGAS

Cargas Muertas (Wm): Están basadas en valores usados en la práctica profesional para la construcción de edificios. Las cargas de diseño se muestran en la tabla 2.1.

AZOTEA		ENTREPISO	
Tipo de carga	W (Kg/m <sup>2</sup> )	Tipo de carga	W (Kg/m <sup>2</sup> )
Rellenos	300	Acabados	120
Sistema de Piso	240	Muros Divisorios	150
Trabes	50	Sistema de Piso	240
Plafón	50	Trabes	50
Sobrecarga (RCDF)	40	Plafón	50
<b>Wm</b>	<b>680</b>	Sobrecarga (RCDF)	40
		Columnas	30
		<b>Wm</b>	<b>680</b>

**Tabla 2.1. Cargas muertas en azotea y entrepiso**

En el concepto rellenos (dentro de la carga muerta de azotea) se toma en cuenta el firme para dar la pendiente hidráulica adecuada junto con la loseta para impermeabilizar. En los acabados de entrepiso se incluye el piso, el firme para nivelar y el mortero para pegar el mismo.

Cargas Vivas: Están basadas en las cargas propuestas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF 2004) para oficinas y azotea con pendiente menor al 5%. Las cargas de diseño se muestran en la tabla 2.2.

CARGA	AZOTEA	ENTREPISO
	W (Kg/m <sup>2</sup> )	W (Kg/m <sup>2</sup> )
W	15	100
Wa	70	180
Wm	100	250

Tabla 2.2. Cargas vivas en azotea y entrepiso de oficinas

**2.3 ESTRUCTURACIÓN**

La estructuración fue definida por marcos estructurales de acero. La dirección longitudinal está conformada por marcos planos en donde sus columnas están orientadas con su eje de mayor inercia. Para rigidizar el sentido transversal (y controlar así los desplazamientos debido a que su configuración queda regida por el eje de menor inercia de las columnas) se utilizaron contraventeos excéntricos. Ambos sentidos están formados por tres crujiás y en cada dirección la crujiá es de igual dimensión. En el sentido longitudinal su dimensión es 8 m y en el sentido transversal 5 m. El sistema de piso se diseñó con el sistema losacero. Para esto fue necesario incluir vigas secundarias orientadas en sentido longitudinal y ubicadas a la mitad del claro de la dirección transversal. La estructuración puede verse en las figs. 2.1, 2.2 y 2.3.

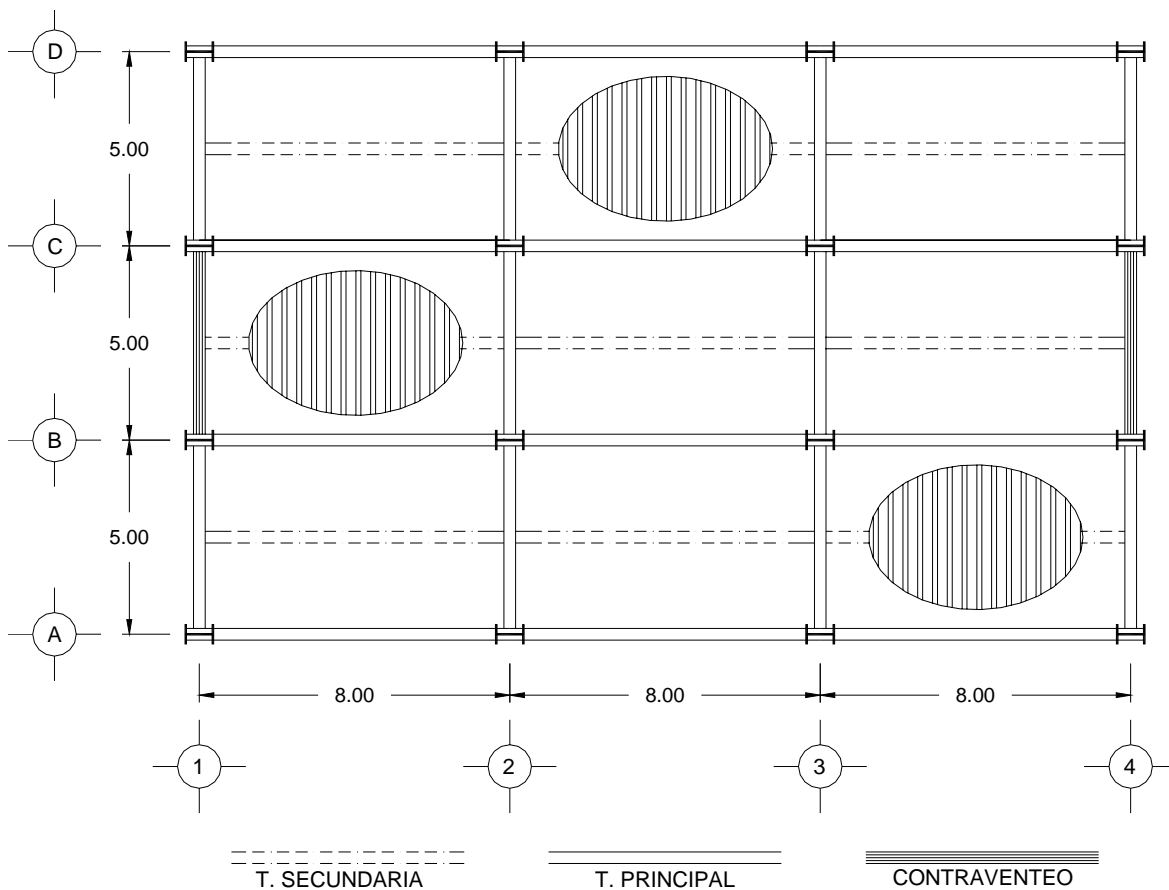


Figura 2.1. Planta estructural de los edificios (acotaciones en metros)

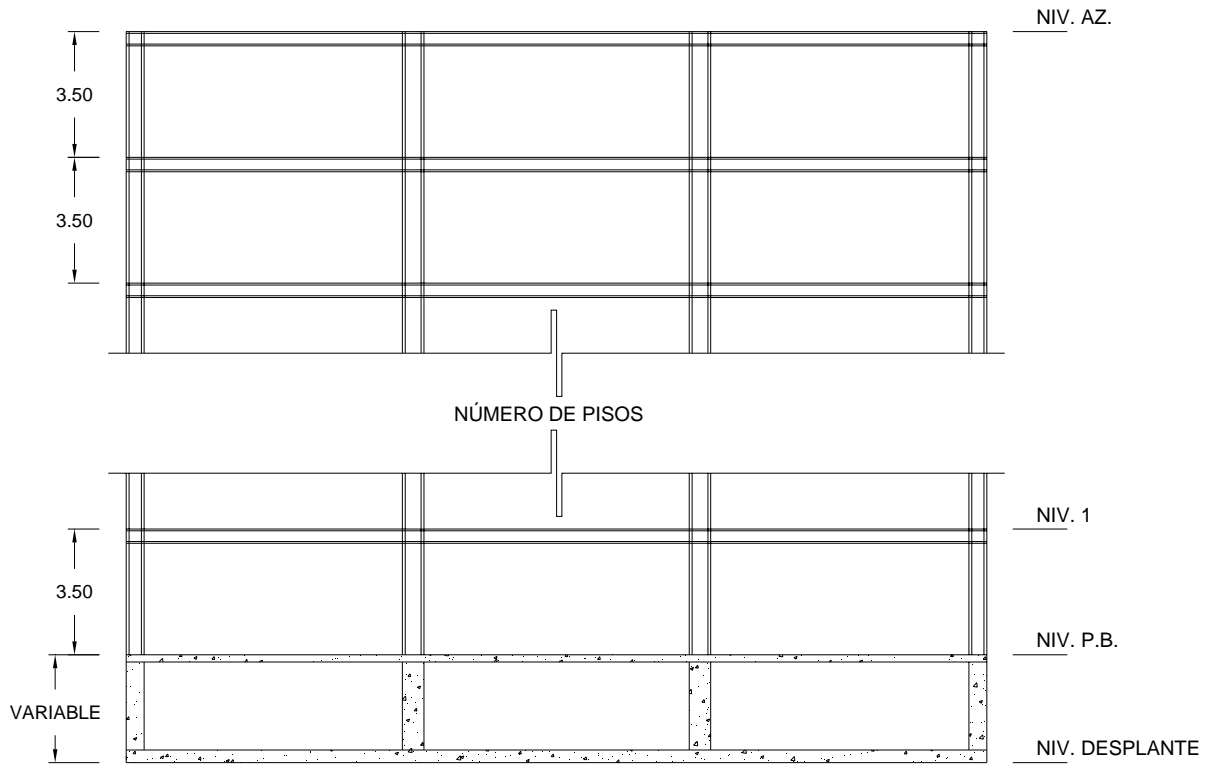


Figura 2.2. Marco longitudinal tipo (acotaciones en metros)

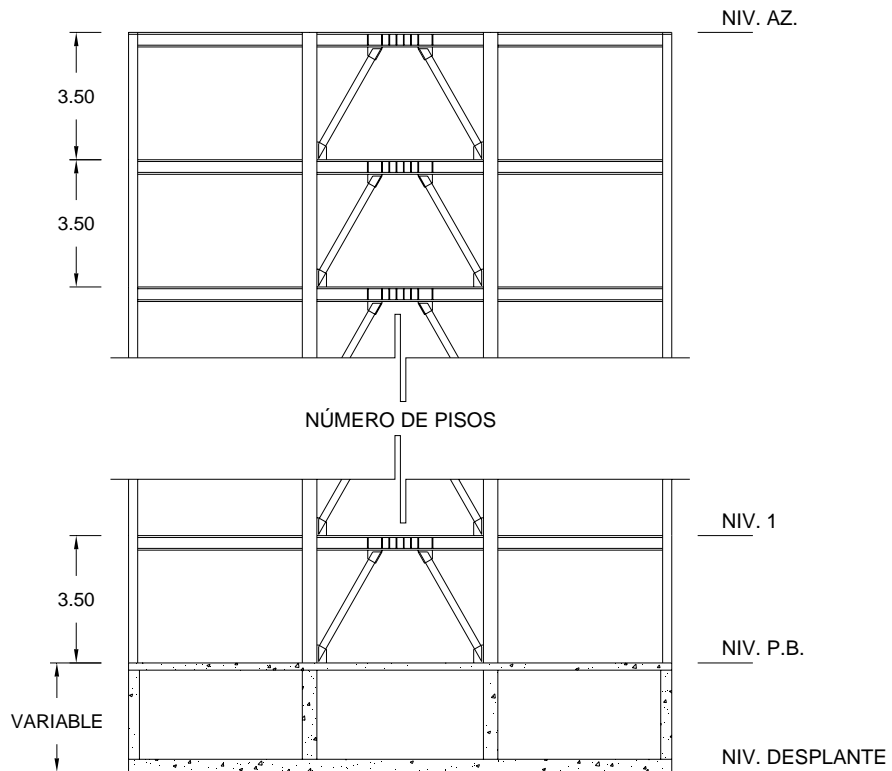


Figura 2.3. Marco transversal contraventado tipo (acotaciones en metros)

**2.4 TIPOS DE ANÁLISIS**

Los edificios fueron diseñados para dos factores de comportamiento sísmico (Q): de 2 y de 3, debido a que son los valores comúnmente utilizados en la práctica profesional. Para el análisis sísmico se utilizaron dos métodos: el estático y el dinámico modal espectral. Para el primero se utilizó un coeficiente sísmico (c) igual a 0.45; para el segundo caso se utilizó el espectro de diseño propuesto en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) 2004.

El análisis estático se aplicó por las siguientes razones:

- Se trata de estructuras regulares.
- Exceptuando al edificio de 10 niveles, su altura es menor que 30 metros.
- Con el cálculo de los cortantes de entrepiso es posible diseñar los marcos contraventeados excéntricamente.

El análisis dinámico modal espectral se realizó como una comprobación del análisis estático.

Se verificó que el cortante basal obtenido con el análisis dinámico no fuese menor que el 80% del calculado con el análisis estático.

**2.5 COMBINACIONES DE CARGA**

Las nueve combinaciones de carga propuestas por el RCDF 2004 se muestran en la tabla 2.3. Por tratarse de estructuras regulares doblemente simétricas fueron utilizadas únicamente cinco de esas combinaciones debido a que los esfuerzos demandados permanecían de igual magnitud sin importar el sentido de acción del sismo.

Muerta + Viva	Sismo X	Sismo Y
1.4		
1.1	± 1.1	± 0.33
1.1	± 0.33	± 1.1

**Tabla 2.3. Combinaciones de cargas**

**2.6 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS**

Para poder realizar el análisis tridimensional de la estructura en un programa de computadora, fue necesario proponer secciones de los elementos que conforman la misma, para posteriormente, obtener las secciones que darían como resultado un diseño adecuado y a la vez ligero, que en el ámbito profesional, repercute a un costo conveniente para su construcción. Primeramente se diseñó la losa de entrepiso y azotea, y así, se obtuvo un peso más preciso para el diseño de los marcos estructurales y cimentación.

**2.7 DISEÑO DE LOSA**

El sistema de piso losacero fue el elegido para este estudio. Las ventajas de éste sistema es que la lámina acanalada puede trabajar como obra falsa en la etapa de construcción, como cimbra permanente en la etapa de colocación del concreto y como acero de refuerzo principal en la etapa de servicio. Además el peralte de las vigas secundarias es menor debido a que trabaja como sección compuesta con la losa, aumentando

así su inercia. En el diseño se dividieron las cargas que resistirá el sistema en dos partes: etapa de construcción y etapa de servicio.

En la etapa de construcción la viga soporta el 100% de las cargas que actúan en ese instante como son: el peso de la losa, la sobrecarga recomendada por el RCDF 2004 y su peso propio. En esta etapa la viga trabaja como un elemento simplemente apoyado con carga uniformemente distribuida en donde su momento máximo al centro del claro se define como  $M=wl^2/8$  ( $w$  es la carga por unidad de longitud y  $l$  la longitud de la viga). Utilizando la magnitud de este momento, se seleccionó un perfil tipo IR del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA 2004) siguiendo los lineamientos de la sección 3.3.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM 2004). Las deflexiones al centro del claro fueron menores que las especificadas en el RCDF 2004 (igual al claro entre 240 más 5 mm y en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm). Esto se debe de cumplir para que no existan deformaciones permanentes en las vigas secundarias antes de trabajar como sistema compuesto.

En la etapa de servicio las cargas demandadas fueron la suma de las cargas muertas (tabla 2.1) más las cargas vivas (tabla 2.2) afectadas por el factor de carga correspondiente ( $FC=1.4$ ). Las deflexiones al centro del claro cumplieron con lo estipulado en el RCDF 2004. En esta etapa el concreto se considera fraguado y por lo tanto existe el sistema compuesto, aumentando así la inercia de la viga y por lo tanto su capacidad a flexión. Para esto debe existir un número suficiente de conectores de cortante que eviten el deslizamiento de la losa de concreto y la lámina con la viga, y así, trabajen en construcción compuesta completa (sección 3.6.5 NTCDCEM 2004).

## 2.8 MARCOS LONGITUDINALES

Las secciones que se proponen en primer lugar para el análisis en los marcos colocados en sentido longitudinal son las adecuadas para resistir únicamente la presencia de la carga vertical multiplicada por el factor de carga correspondiente ( $FC=1.4$ ), constituida ésta por la suma de las cargas muertas (tabla 2.1) más las vivas (tabla 2.2); además, deben de ser capaces, en el caso de las trabes, de cumplir la deformación establecida por el RCDF 2004 en el centro del claro de las mismas. Las trabes se consideran para su análisis como un elemento con claros continuos y de esta manera obtener los momentos, cortantes y deflexiones máximas demandadas. Tomando en cuenta la longitud no arriostrada de la trabe y los momentos máximos en ésta, se obtiene una sección que cumpla la sección 3.3.2.2 (NTCDCEM 2004). Se verificó que las trabes que forman éstos marcos fueran de un peralte igual o mayor que el de las vigas secundarias y así facilitar la conexión viga secundaria-trabe. En este diseño preliminar se mantuvo el mismo perfil en todos los entrepisos (exceptuando en la azotea) debido a que están sometidos a la misma intensidad de carga.

Considerando a las columnas como un elemento sometido a la acción de carga axial pura, se obtuvieron así, para los elementos del primer entrepiso, las secciones iniciales para el análisis haciendo cumplir la sección 3.2.2 de NTCDCEM 2004, recordando que las columnas interiores, las extremas en los marcos interiores de ambas direcciones y las de esquina, se verán expuestas a diferentes magnitudes de carga axial. Para este caso, resultó igual el área tributaria para cada columna exterior en los marcos interiores de ambos sentidos. Habrá que recordar que en el análisis sísmico la presencia de la carga axial en

columnas dependerá del sentido del sismo, ya que puede aumentar o disminuir para una misma columna.

## 2.9 MARCOS TRANSVERSALES

En estos marcos el análisis fue diferente debido a la presencia de los contraventeos excéntricos. Se utilizó un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) con valor de 4, según lo indica la sección 6 (NTCDCEM 2004).

Las traveses y columnas tienen que ser capaces de resistir los elementos mecánicos producidos por la carga vertical multiplicada por el factor de carga de 1.4, pero además, deben de cumplir con las deflexiones estipuladas en el RCDF 2004. Posterior a esto, y aplicando el método estático para cada uno de los edificios, se obtuvieron los cortantes de entrepiso en ambos sentidos suponiendo que los marcos contraventeados son capaces de resistir el cortante actuante de entrepiso.

### 2.9.1 Marcos Contraventeados Excéntricamente

Los marcos contraventeados excéntricamente han llegado a ser sistemas muy eficientes para resistir fuerzas laterales en regiones de alta sismicidad. Se caracterizan por tener gran rigidez elástica, respuesta inelástica estable bajo carga cíclica, excelente ductilidad y gran capacidad de disipación de energía; además, su aplicación es sencilla ya que parte de un simple análisis para obtener los elementos mecánicos a momento y cortante demandados en el eslabón. Uno de los aspectos importantes a cuidar en la aplicación de esta metodología, es la longitud del eslabón ya que es el que controla la rigidez lateral del contraventeo excéntrico y el comportamiento inelástico del mismo. Se pueden presentar dos tipos de comportamiento en el eslabón (a momento y a cortante) los cuales quedan definidos por la longitud de éste. En un eslabón de longitud pequeña respecto al claro de la crujía, se presentará la plastificación del alma por cortante, mientras que en un eslabón de longitud mayor su comportamiento quedará regido por la plastificación de los patines por flexión.

Para el presente análisis se seleccionó que el comportamiento del eslabón quedara regido por la plastificación del alma por cortante, ya que se ha comprobado que de esta manera se pueden obtener grandes ductilidades (Malley y Popov, 1984) y disipar gran cantidad de energía.

El cortante demandado en el eslabón queda definido, como se dijo anteriormente, con un análisis sencillo en el que se involucra el cortante de entrepiso ( $P$ ), la altura del mismo ( $h$ ) y la longitud ( $L$ ) de la crujía contraventeadada como lo indica la fig. 2.4 y la expresión 2.1.

Para obtener un comportamiento estructural estable y además obtener gran ductilidad, es necesario que la longitud del eslabón no sobrepase cierto límite. Este se define mediante la expresión (2.2) que es función del momento plástico del eslabón ( $M_p$ ) y la plastificación del alma por cortante ( $V_p$ ) (Bruneau, et al, 1998). Cabe mencionar que existe un factor de seguridad en esta expresión debido a que la aparición del momento plástico ( $M_p$ ) en el mismo instante que el cortante plástico ( $V_p$ ) estaría dado por ( $e=2M_p/V_p$ ).

En un eslabón a cortante que no esté sujeto a cargas gravitacionales en toda su longitud, su fuerza cortante es constante. El comportamiento de eslabones cortos y largos puede verse en la figura 2.5. Con la expresión 2.3 puede verse que el valor del momento actuante en el eslabón es función de su longitud ( $e$ ) y del cortante demandado ( $V$ ).

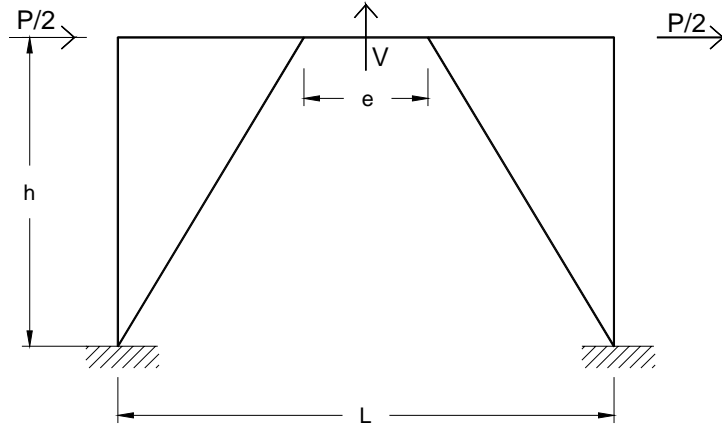


Figura 2.4. Cortante en el eslabón

$$V = \frac{Ph}{L} \tag{2.1}$$

$$e = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \tag{2.2}$$

donde:

$$M_p = Z_x F_y$$

$$V_p = 0.55(d - 2t_f)t_w F_y$$

en donde:  $Z_x$ : Módulo de sección plástica del elemento.  
 $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.  
 $d$ : Peralte efectivo de la sección.  
 $t_f$ : Espesor del patín.  
 $t_w$ : Espesor del alma.

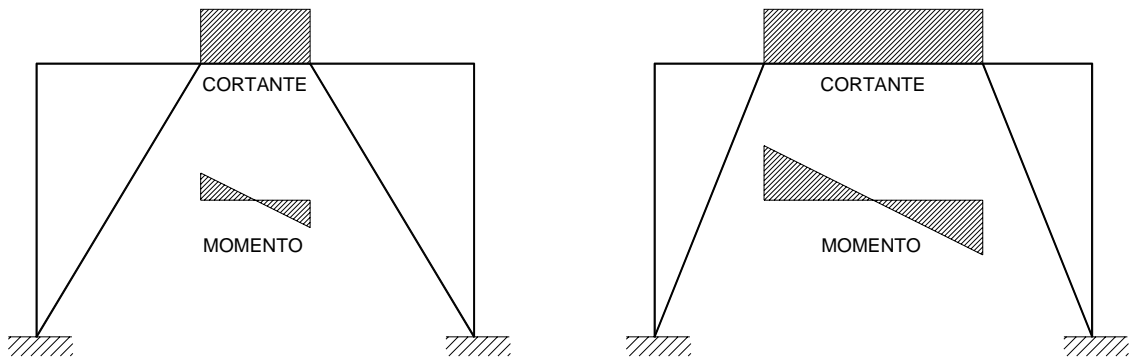


Figura 2.5. Comportamiento de un eslabón corto y un eslabón largo

$$M = V \frac{e}{2} \tag{2.3}$$



De manera simple es posible encontrar la relación que existe entre el desplazamiento de entrepiso ( $\Delta_p$ ) y la rotación del eslabón ( $\gamma_p$ ) (fig. 2.6 y expresión 2.4). Tomando en cuenta que las deformaciones elásticas fuera del eslabón son considerablemente pequeñas comparadas con las existentes dentro de él, puede suponerse que los elementos fuera del eslabón son rígidos. Esta expresión se deduce como sigue (García Álvarez, 2002):

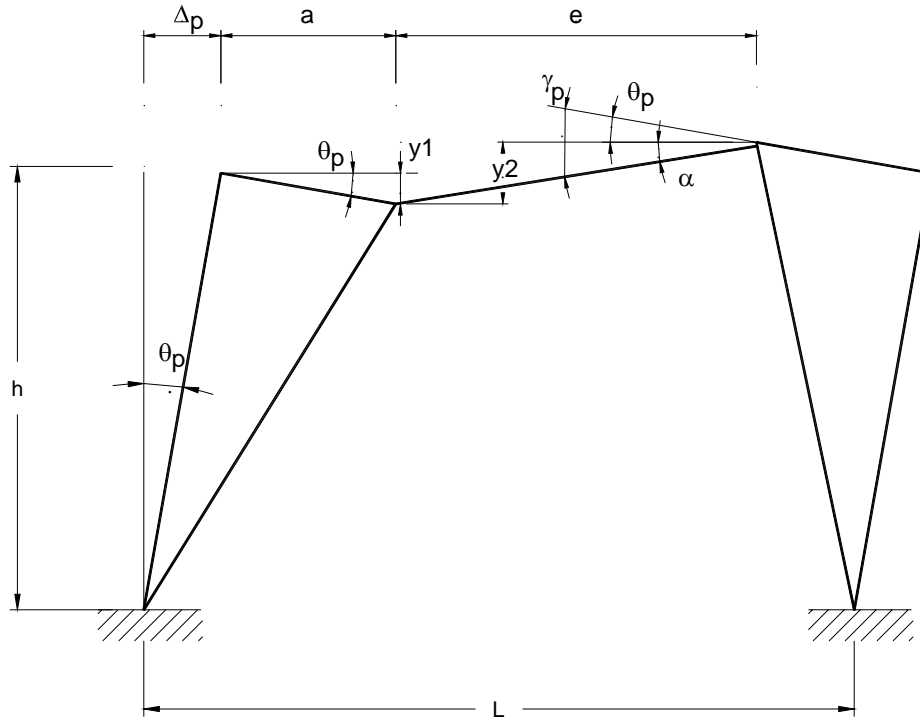


Figura 2.6. Rotación plástica en el eslabón

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{e}{2}$$

$$y_1 = a\theta_p$$

$$y_2 = 2y_1 \rightarrow y_2 = (L - e)\theta_p$$

$$\alpha = \frac{y_2}{e} \rightarrow \alpha = \frac{(L - e)\theta_p}{e}$$

$$\gamma_p = \alpha + \theta_p \rightarrow \gamma_p = \frac{(L - e)\theta_p}{e} + \theta_p \rightarrow \gamma_p = \theta_p \left(1 + \frac{L - e}{e}\right)$$

$$\gamma_p = \frac{\Delta_p L}{eh} \quad (2.4)$$

El pandeo inelástico del alma por cortante puede ser estable cuando al alma se le adicionan atiesadores en ambos lados. En este estudio se propuso que la capacidad de rotación en el eslabón fuera para un condición de servicio  $\gamma_p=0.06$ . Esto lleva a un desplazamiento relativo de entrepiso  $\Delta_p=0.012$  (que es la cantidad indicada por el RCDF 2004). La separación de los atiesadores queda descrita por la expresión 2.5 (Bruneau, 1998).

$$s < 30t_w - d / 5 \quad (2.5)$$

Los atiesadores deben de tener una altura no menor que  $(b_f - 2t_w)$  y una espesor no menor que  $0.75t_w$  o  $5/16''$ .

Los contraventeos, las columnas y los segmentos de viga fuera del eslabón deberán permanecer en su intervalo elástico en el momento de alguna excitación sísmica. Esto puede llevarse a cabo utilizando cuidadosamente el diseño por capacidad, esto es, usando la máxima fuerza en el eslabón como punto de partida del diseño. Para ello, habrá que tomar en cuenta un factor de sobrerresistencia que tome en cuenta las siguientes incertidumbres:

- El efecto de la losa en el eslabón, ya que incrementa su capacidad.
- El valor real del límite de fluencia en el acero, recordando que el acero A-36 utilizado en este estudio, presenta cierta incertidumbre.

Dicho factor de sobrerresistencia incrementará el valor del cortante resistente, y así diseñar los elementos fuera de él, de manera que tengan un comportamiento elástico.

### 2.9.2 Secciones preliminares

Como punto de partida en el diseño se propuso una longitud ( $e = 1m$ ), que representa el 20% de la longitud de la crujía. Así, utilizando los cortantes de entrepiso obtenidos en el análisis estático, se utilizó la ecuación 2.1 para obtener los cortantes demandados en los eslabones en cada nivel.

Se seleccionó en cada nivel un perfil que cumpliera con esa demanda de cortante y que además cumpliera con los parámetros de esbeltez estipulados en el manual de Diseño por Factores de Carga y Resistencia del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), procurando que su capacidad a momento no fuera muy grande. Posteriormente se comprobó que la longitud del eslabón propuesta fuera menor que la obtenida con la ecuación 2.2, con ello se condiciona a que trabaje como un eslabón a cortante (que es el objetivo en este estudio).

Los cortantes demandados en la trabe de la crujía son diferentes en el eslabón que fuera de él, pero se optó por mantener la misma sección en todo el claro para evitar problemas de conexión. La magnitud de estos cortantes varía con respecto a la altura de entrepiso siendo mayores los de niveles bajos. Esto condiciona a que las secciones cambien en cada entrepiso, por lo que se procuró que tuvieran un peralte igual o mayor al de las vigas secundarias y que además no fueran menores que las necesarias para soportar la carga vertical.

El factor de sobrerresistencia utilizado en este estudio fue de 1.5, por lo tanto la capacidad total a cortante del eslabón ( $V_c$ ) se expresa en la ecuación 2.6, en donde  $V_p$  se ha definido anteriormente.

$$V_t = 1.5V_p \tag{2.6}$$

Posteriormente se obtuvo el factor de sobrerresistencia real ( $\alpha$ ) que se define como la relación entre la capacidad total a cortante del eslabón ( $V_t$ ) y el cortante demandado ( $V_d$ ) (ecuación 2.7).

$$\alpha = \frac{V_t}{V_d} \tag{2.7}$$

La fuerza axial (T ó C) inducida a cada uno de los elementos de contraventeo, se obtuvo mediante la expresión 2.8 (ver fig. 2.7), en donde se multiplicó a la fuerza axial por el factor  $\alpha$  para asegurar que los elementos se comporten dentro de su intervalo elástico.

$$T = C = \frac{P}{2 \cos \beta} \alpha \tag{2.8}$$

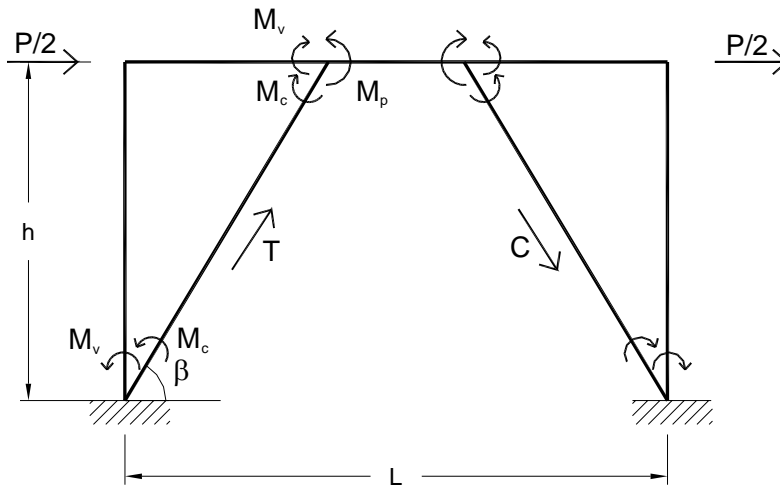


Figura 2.7. Fuerzas axiales en contraventeos

En el diseño de los elementos de contraventeo y de la trabe fuera del eslabón debe considerarse el momento generado en el eslabón. La magnitud de momento del contraventeo será una fracción del momento del eslabón debido a que la mayor parte de éste será tomado por la trabe fuera del mismo (Engelhardt y Popov, 1989). Por tal motivo, el diseño del contraventeo se realizó siguiendo la sección 3.4.3.2 de NTCDCM 2004 y cumpliendo con las relaciones de esbeltez estipuladas en manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero 2004. Cabe mencionar que para estos elementos se seleccionaron perfiles OR (IMCA 2004) que normalmente son fabricados con acero A-50 con esfuerzo de fluencia  $f_y = 3235 \text{ kg/cm}^2$ .

En el diseño preliminar de los marcos contraventeados se obtuvo la cantidad de fuerza axial y momento a la cual estarían sometidas las columnas y se seleccionó un perfil que cumpliera con esas expectativas. Para esto se tomó en cuenta la capacidad a fuerza axial de los elementos propuestos como contraventeos y así obtener el esfuerzo real al cual estarán sujetas las columnas. Esta metodología puede verse con claridad en la fig. 2.8.

Finalmente se obtuvo el espaciamiento y el espesor de los atiesadores a ambos lados del perfil en el eslabón de cortante para evitar una falla prematura por pandeo local debido a la plastificación del alma por cortante (Bruneau, 1998).

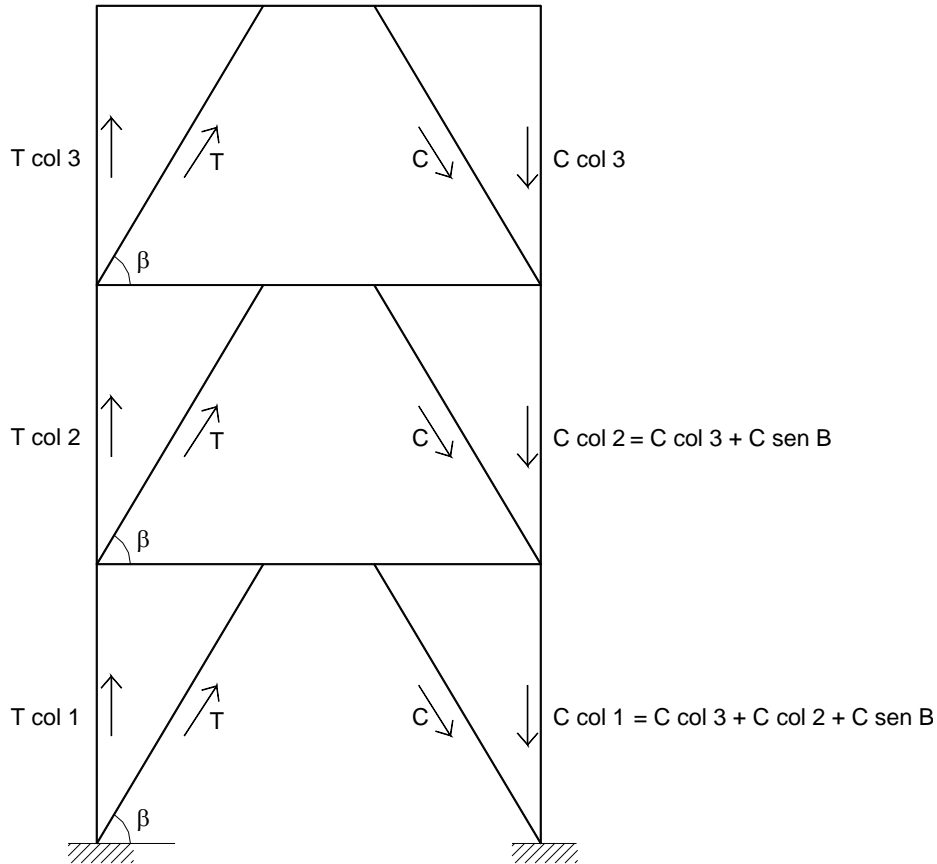


Figura 2.8. Fuerza axial en columnas

## 2.10 ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL

Con las secciones obtenidas anteriormente se realizó el análisis tridimensional en un programa de computadora. Se aplicaron las fuerzas de entrepiso obtenidas por el método estático para realizar el análisis sísmico. Se observó que los perfiles propuestos eran insuficientes en los primeros niveles debido a los esfuerzos demandados.

En el diseño de elementos se tomaron en cuenta las especificaciones para diseño de estructuras dúctiles cuyos aspectos hacen variar los perfiles con respecto al diseño para estructuras normales. Cabe mencionar que para el diseño de columnas no se realizó el equilibrio de momentos en cada intersección viga-columna, sino que los factores de reducción (FR) cambiaron de 0.9 a 0.7 (sección 6.1.3.2 NTCDCM 2004). Por geometría, todos los perfiles fueron aceptables, así como sus relaciones de esbeltez.

Recordando que en el diseño preliminar de las trabes que forman los marcos longitudinales permanecían constantes en todos los entrepisos (exceptuando las de azotea), se verificaron los esfuerzos demandados por el análisis sísmico y se aplicaron las combinaciones de carga para obtener la combinación más desfavorable en cada entrepiso.

Así, se obtuvo para cada entrepiso, el perfil que cumpliera con lo establecido en la sección 3.3.2.2 NTCDCEM 2004. Se observó que a medida que la altura del edificio aumentaba, el entrepiso sometido a mayores esfuerzos (llamado también entrepiso crítico) se establecía en niveles superiores. Por ello, para el edificio de 8 y 10 niveles el diseño de los elementos del primer nivel quedó regido por la carga vertical. En los marcos contraventeados se verificó que el cortante demandado fuera menor o igual que el establecido en el análisis preliminar y se procuró que en los marcos interiores las secciones fueran mayores o iguales a las establecidas por demanda de la carga vertical tratando de mantener el mismo peralte en todo el marco.

En el diseño preliminar de columnas se tomó en cuenta únicamente la presencia de la carga vertical, y además, que los elementos estaban sometidos a esfuerzos axiales. Del análisis sísmico estático se obtuvieron las flexiones demandadas en las columnas de cada entrepiso. Se planteó que los perfiles cambiaran cada dos niveles debido a que en el ámbito de la construcción esto es muy viable, ya que las dimensiones de algunos perfiles son de longitudes de 12 m y se acoplan a las dimensiones de entrepiso. Por tal motivo se hizo un diseño diferente de columna a cada dos niveles. En estas columnas existe mayor flexión en la dirección de mayor inercia de las columnas (ejes con letra de la fig. 2.1) ya que en el otro sentido la presencia de los contraventeos excéntricos producen gran cantidad de fuerza axial y un momento de magnitud pequeña a las columnas. Así, el diseño se realizó revisando el comportamiento de las secciones extremas de la columna al igual que el de la columna completa, en donde intervienen los efectos de esbeltez (secciones 3.4.3.1 y 3.4.3.2 NTCDCEM 2004). En el caso de las columnas internas de los marcos bastó con utilizar la magnitud de los elementos mecánicos dados por el programa y realizar las combinaciones de éstas para su diseño. En las columnas externas, además de las flexiones, se utilizaron las fuerzas axiales demandadas para que las columnas permanecieran en su intervalo de comportamiento elástico, producto del análisis preliminar de los marcos contraventeados (fig. 2.8).

Una vez que se diseñaron las secciones que cumplían con los elementos mecánicos demandados, se revisó que los desplazamientos relativos de entrepiso no fueran mayores que los permisibles recomendados en el RCDF 2004, cuyo valor es 0.012.

Al diseñar el edificio de 8 niveles, se observó que el periodo fundamental en ambas direcciones fue muy parecido, por lo que se decidió que, para el edificio de 10 niveles se utilizaran contraventeos excéntricos en dos crujías de los marcos transversales laterales para rigidizar a la estructura.

Finalmente, se verificó mediante un análisis modal espectral que las secciones propuestas cumplieran con los elementos mecánicos demandados, y que en los eslabones de los marcos contraventeados la demanda de cortante fuera menor al utilizado para su diseño.

Otro aspecto importante tomado en cuenta, fue el peso por unidad de área de la estructura, ya que en la práctica profesional es uno de los factores que define a la estructura como factible o no. Se observó que para edificios de 4 y 6 niveles, la estructuración a base de marcos rígidos en un sentido y contraventeados en otro es factible para construirlo, en relación al peso por unidad de área de éstos. En cambio para los de 8 y 10 niveles se mostró que éste sistema ya no es tan factible; sin embargo estos edificios estuvieron cerca del margen superior pero todavía dentro de éste. Sólo por curiosidad y para tener un punto de comparación, el Edificio de La Torre Mayor construida en la Ciudad de México, tiene un peso de alrededor de  $145 \text{ kg/m}^2$  (ver tabla 2.16) pero su sistema es a base de contraventeos en ambos sentidos.

En las tablas siguientes se muestran las secciones obtenidas con perfiles IR (IMCA 2004) para traveses y columnas, además perfiles OR (IMCA 2004) para contraventeos (EBF).

**EDIFICIOS DE 4 NIVELES**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
4	406 x 85.1	406 x 59.8	553 x 196.5	553 x 138.3	553 x 108.9
3	406 x 85.1	406 x 67.4	553 x 196.5	553 x 138.3	553 x 108.9
2	406 x 85.1	406 x 85.1	553 x 218.8	553 x 165.6	553 x 138.3
1	406 x 85.1	406 x 99.8	553 x 218.8	553 x 165.6	553 x 138.3

**Tabla 2.4. Marco longitudinal. Q=2**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
4	406 x 85.1	406 x 59.8	553 x 165.6	457 x 128.1	457 x 96.7
3	406 x 85.1	406 x 67.4	553 x 165.6	457 x 128.1	457 x 96.7
2	406 x 85.1	406 x 85.1	553 x 181.8	457 x 144.3	457 x 105.3
1	406 x 85.1	406 x 99.8	553 x 181.8	457 x 144.3	457 x 105.3

**Tabla 2.5. Marco longitudinal. Q=3**

NIVEL	TRABES IR	EBF
	PRINCIPAL	OR
4	406 x 59.8	203 x 47.38
3	406 x 67.4	203 x 47.38
2	406 x 85.1	203 x 47.38
1	406 x 99.8	203 x 47.38

**Tabla 2.6. Marco transversal. Q=4**

**EDIFICIOS DE 6 NIVELES**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
6	406 x 85.1	406 x 74.4	762 x 184.4	686 x 169.7	610 x 155
5	406 x 85.1	406 x 85.1	762 x 184.4	686 x 169.7	610 x 155
4	406 x 85.1	406 x 99.8	762 x 220.1	686 x 217.3	610 x 195
3	406 x 85.1	457 x 112.9	762 x 220.1	686 x 217.3	610 x 195
2	406 x 85.1	457 x 112.9	762 x 284.1	686 x 264.9	610 x 217.8
1	406 x 85.1	457 x 112.9	762 x 284.1	686 x 264.9	610 x 217.8

**Tabla 2.7. Marco longitudinal. Q=2**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
6	406 x 85.1	406 x 67.4	762 x 184.4	686 x 169.7	610 x 155
5	406 x 85.1	406 x 74.4	762 x 184.4	686 x 169.7	610 x 155
4	406 x 85.1	406 x 99.8	762 x 220.1	686 x 191.2	610 x 174.2
3	406 x 85.1	457 x 112.9	762 x 220.1	686 x 191.2	610 x 174.2
2	406 x 85.1	457 x 112.9	762 x 257.3	686 x 217.3	610 x 195
1	406 x 85.1	457 x 105.3	762 x 257.3	686 x 217.3	610 x 195

**Tabla 2.8. Marco longitudinal. Q=3**

NIVEL	TRABES IR	EBF
	PRINCIPAL	OR
6	406 x 74.4	203 x 47.38
5	406 x 74.4	203 x 47.38
4	406 x 85.1	203 x 47.38
3	457 x 89.1	203 x 47.38
2	457 x 96.7	203 x 56.1
1	457 x 105.3	203 x 56.1

Tabla 2.9. Marco transversal. Q=4

**EDIFICIOS DE 8 NIVELES**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
8	406 x 85.1	457 x 74.5	914 x 238	914 x 201.1	762 x 184.9
7	406 x 85.1	457 x 96.7	914 x 238	914 x 201.1	762 x 184.9
6	406 x 85.1	457 x 112.9	914 x 271.5	914 x 238	762 x 197
5	406 x 85.1	457 x 128.1	914 x 271.5	914 x 238	762 x 197
4	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 313	914 x 271.5	762 x 220.6
3	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 313	914 x 271.5	762 x 220.6
2	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 342.4	914 x 313	762 x 257.3
1	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 342.4	914 x 313	762 x 257.3

Tabla 2.10. Marco longitudinal. Q=2

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR		
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
8	406 x 85.1	457 x 68.4	914 x 238	914 x 201.1	762 x 173.2
7	406 x 85.1	457 x 82	914 x 238	914 x 201.1	762 x 173.2
6	406 x 85.1	457 x 89.1	914 x 253.2	914 x 238	762 x 184.9
5	406 x 85.1	457 x 105.3	914 x 253.2	914 x 238	762 x 184.9
4	406 x 85.1	533 x 123.1	914 x 288.7	914 x 271.5	762 x 197
3	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 288.7	914 x 271.5	762 x 197
2	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 313	914 x 288.7	762 x 220.87
1	406 x 85.1	533 x 123.1	914 x 313	914 x 288.7	762 x 220.87

Tabla 2.11. Marco longitudinal. Q=3

NIVEL	TRABES IR	EBF
	PRINCIPAL	OR
8	457 x 74.5	203 x 47.38
7	457 x 74.5	203 x 47.38
6	457 x 89.1	203 x 47.38
5	457 x 96.7	203 x 47.38
4	553 x 108.9	203 x 47.38
3	553 x 108.9	203 x 47.38
2	553 x 123.1	203 x 56.1
1	553 x 123.1	203 x 56.1

Tabla 2.12. Marco transversal. Q=4

**EDIFICIOS DE 10 NIVELES**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR			
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTER L	INTER T	ESQUINA
10	406 x 85.1	533 x 84.6	914 x 238	914 x 238	914 x 223.9	914 x 201.1
9	406 x 85.1	533 x 92.7	914 x 238	914 x 238	914 x 223.9	914 x 201.1
8	406 x 85.1	533 x 108.9	914 x 288.7	914 x 288.7	914 x 253.2	914 x 238
7	406 x 85.1	533 x 123.1	914 x 288.7	914 x 288.7	914 x 253.2	914 x 238
6	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 342.4	914 x 342.4	914 x 288.7	914 x 271.5
5	406 x 85.1	533 x 165.6	914 x 342.4	914 x 342.4	914 x 288.7	914 x 271.5
4	406 x 85.1	533 x 165.6	914 x 387.4	914 x 387.4	914 x 342.4	914 x 313
3	406 x 85.1	533 x 165.6	914 x 387.4	914 x 387.4	914 x 342.4	914 x 313
2	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 447.2	914 x 447.2	914 x 387.4	914 x 365.2
1	406 x 85.1	533 x 108.9	914 x 447.2	914 x 447.2	914 x 387.4	914 x 365.2

**Tabla 2.13. Marco longitudinal. Q=2**

NIVEL	TRABES IR		COLUMNAS IR			
	SECUND.	PRINCIPAL	INTERNAS	EXTER L	INTER T	ESQUINA
10	406 x 85.1	533 x 74.4	914 x 223.9	914 x 223.9	914 x 201.1	914 x 201.1
9	406 x 85.1	533 x 84.6	914 x 223.9	914 x 223.9	914 x 201.1	914 x 201.1
8	406 x 85.1	533 x 101.3	914 x 271.5	914 x 271.5	914 x 238	914 x 223.9
7	406 x 85.1	533 x 108.9	914 x 271.5	914 x 271.5	914 x 238	914 x 223.9
6	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 313	914 x 313	914 x 271.5	914 x 253.2
5	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 313	914 x 313	914 x 271.5	914 x 253.2
4	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 365.2	914 x 365.2	914 x 313	914 x 288.7
3	406 x 85.1	533 x 150.9	914 x 365.2	914 x 365.2	914 x 313	914 x 288.7
2	406 x 85.1	533 x 138.3	914 x 417.3	914 x 417.3	914 x 365.2	914 x 342.4
1	406 x 85.1	533 x 101.3	914 x 417.3	914 x 417.3	914 x 365.2	914 x 342.4

**Tabla 2.14. Marco longitudinal. Q=3**

NIVEL	TRABES IR	EBF
	PRINCIPAL	OR
10	457 x 52.2	203 x 47.38
9	457 x 52.2	203 x 47.38
8	457 x 59.8	203 x 47.38
7	457 x 59.8	203 x 47.38
6	457 x 68.4	203 x 56.1
5	457 x 68.4	203 x 56.1
4	553 x 82	203 x 56.1
3	553 x 82	203 x 56.1
2	553 x 89.1	25.4 x 71.28
1	553 x 89.1	25.4 x 71.28

**Tabla 2.15. Marco transversal. Q=4**



En lo que respecta al peso de cada uno de los edificios, se observó que no existe gran diferencia entre un diseño para un factor de comportamiento sísmico (Q) con valor de 2 y de 3. En los diseños de los edificios se observó que cuando se diseña con un Q=2 los diseños quedan regidos por los elementos mecánicos demandados, y que los desplazamientos estaban muy cercanos a los valores permisibles por el reglamento. En cambio en un diseño utilizando Q=3 los elementos mecánicos demandados eran menores y el diseño quedaba regido por los desplazamientos. Por tal motivo, no hubo un cambio significativo de secciones respecto al diseño con Q=2, concluyendo que no existe mucha diferencia entre los elementos diseñados con Q=2 y Q=3. La tabla 2.16, muestra el peso por unidad de área de cada uno de los edificios, así como su diferencia utilizando los dos factores de comportamiento sísmico (Q=2 y Q=3).

No. niveles	Q	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )	DIFERENCIA (%)
4	2	75.53	4.53
4	3	72.11	
6	2	91.37	4.30
6	3	87.44	
8	2	106.27	5.73
8	3	100.18	
10	2	112.79	5.61
10	3	106.46	

**Tabla 2.16. Pesos de cada uno de los edificios**

## 2.11 CIMENTACION

Se supuso que los edificios estarían ubicados en la zona III del Valle de México, en donde el terreno es altamente compresible. Debido a esto, se optó por utilizar la cimentación llamada “Cimentación Parcialmente Compensada” (No se dispuso de un estudio geotécnico y debieron proponerse algunos datos de experiencias semejantes en este tipo de suelo para solucionar los problemas).

### 2.11.1 Cimentación Parcialmente Compensada

Este tipo de cimentación es utilizada en suelos de mediana, alta y muy alta compresibilidad, además de su poca capacidad de carga. El objetivo principal de esta cimentación es compensar o sustituir el peso de suelo extraído con el peso del edificio. Cuando el peso del edificio sea tal que para compensarlo sea necesaria una excavación un tanto profunda con la cual se llegue al nivel de aguas freáticas se debe tomar en cuenta su efecto de flotación sobre el cajón de cimentación. Así, la compensación se hará tomando dos efectos: la sustitución del peso de los sólidos sumergidos y además el efecto de flotación por el peso del líquido desplazado. Estos efectos se toman en cuenta para igualar el peso total del edificio. Teóricamente, si se hace la sustitución de carga sin cambiar el esfuerzo efectivo y la presión hidráulica, no habría desplazamientos verticales, de ahí la importancia de realizar cambios mínimos en el esfuerzo efectivo durante la excavación y la construcción de esta cimentación.

Cuando las cimentaciones parcialmente compensadas no son suficientes para soportar las cargas con los asentamientos totales permisibles, se usan los pilotes de fricción en adición con la cimentación parcialmente compensada. Al utilizar los pilotes de fricción

los asentamientos totales dependen de la manera en cómo son manejados éstos, su espaciamiento y longitud, el procedimiento usado en la excavación y el control de las condiciones hidráulicas del subsuelo.

**2.11.2 Diseño de Cimentación**

Se obtuvo el peso de cada entrepiso para cada uno de los edificios y a partir de estos pesos, el peso total de la estructura. Para obtener el peso que será parcialmente compensado por el material extraído producto de la excavación, debe sumarse al peso de la estructura el de la cimentación, éste será diferente para cada edificio. Se propuso un esfuerzo máximo de sobrecarga para el tipo de suelo donde están ubicados los edificios en estudio  $f_{sobrecarga} = 3.0 \text{ T/m}^2$  y un peso volumétrico del suelo  $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$ . En un diseño real, estos datos son proporcionados únicamente al realizarse un estudio de Geotecnia del sitio donde se desplantará la estructura.

NIVEL	W (ton)
AZOTEA	270.0
ENTREPISO	298.8

**Tabla 2.17. Peso Total de Azotea y Entrepiso**

**2.11.2.1 Edificio de 4 niveles**

Se asignó un peso  $W = 1.8 \text{ T/m}^2$  como peso de la estructura de la cimentación para este edificio, el cual incluye losa de cimentación, tapa del cajón de cimentación y contratrabes. Utilizando la ecuación 2.9 se obtuvo el peso que habría que compensarse y con la ecuación 2.10 la altura del cajón de cimentación.

$$f_{neto} = W - f_{sobrecarga} \tag{2.9}$$

$$H_{exc} = \frac{f_{neto}}{\gamma} \tag{2.10}$$

Al tener la profundidad de excavación se diseñaron los elementos que forman el cajón de cimentación.

a) Losa de cimentación. La carga a la que será sometida esta losa es aquella que involucra el peso total de la estructura menos el peso de la losa. Tomando en cuenta este peso se diseñó como una losa que trabaja en dos direcciones según la sección 6.3.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC). El espesor de propuesto es de 35 cm. El tablero tipo y el armado se muestran en las figs. 2.9 a 2.11.

b) Contratrabes. En este caso la carga que deberían resistir es el peso total de la estructura y cimentación, ya que serán éstas quienes transmitan el peso del edificio al suelo. Se verificó que no pertenecieran al grupo de vigas diafragma ya que en su diseño no son aplicables las hipótesis usadas en el diseño de vigas. Para esto, se verificaron las relaciones entre su claro libre y su peralte total (sección 2.2.5 NTCDCCEC). Debido a sus dimensiones, fue necesario el refuerzo por cambios volumétricos a los costados de la contratrase (sección 5.7 NTCDCCEC). En la figura 2.12 se muestran los armados de las contratrabes y las secciones de las mismas.

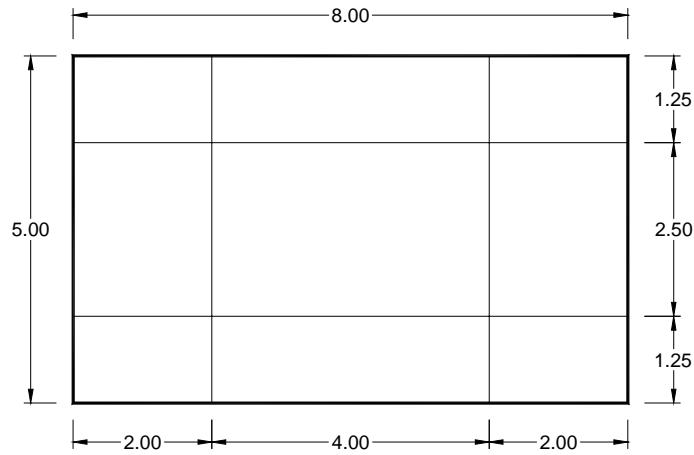


Figura 2.9. Tablero tipo de losa de cimentación (acotaciones en metros)

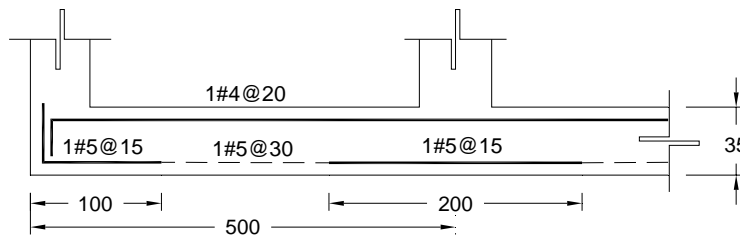
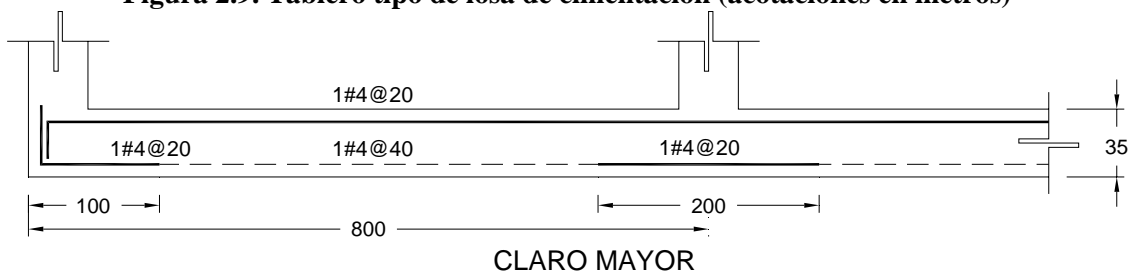


Figura 2.10. Armado de losa de cimentación en franjas centrales

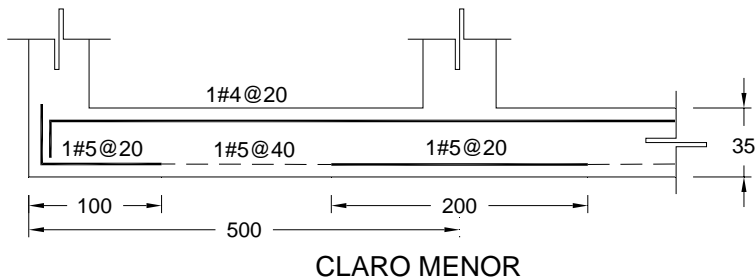
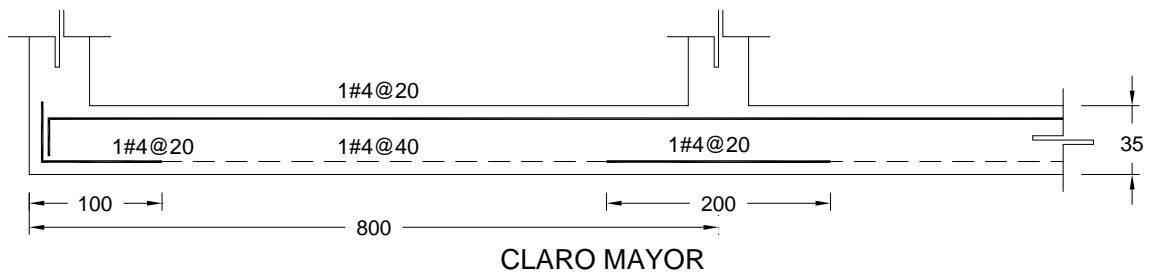


Figura 2.11. Armado de losa de cimentación en franjas laterales

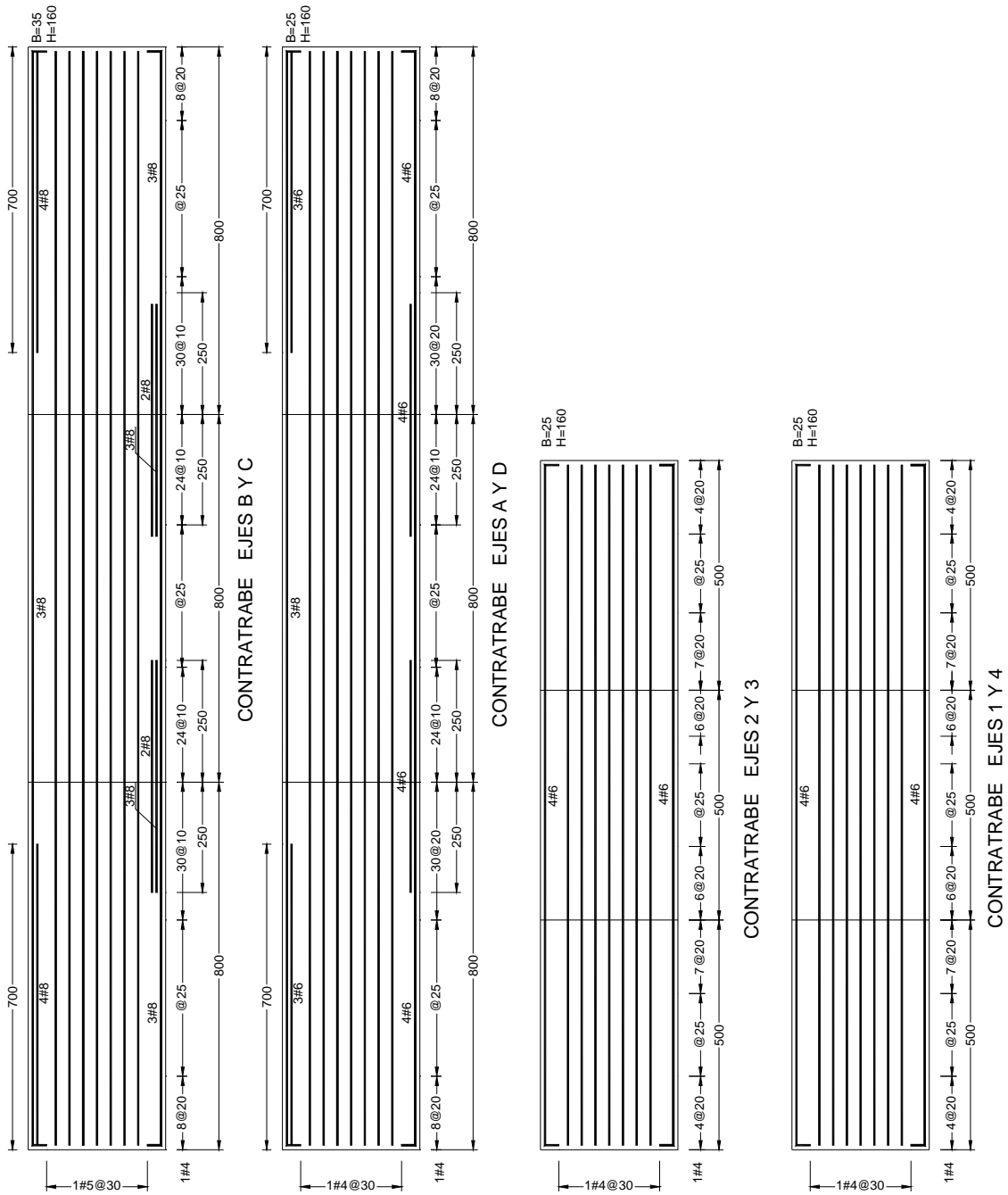


Figura 2.12. Armado de contratraves

Cabe comentar que debido a su gran peralte, el acero necesario por flexión fue cercano al mínimo, ya que el peralte no lo definen los elementos mecánicos demandados, sino la profundidad de excavación para la cimentación compensada.

c) Losa tapa del cajón de cimentación. Esta losa estará sometida a las mismas condiciones de un entrepiso y se diseñó como losa que trabaja en dos direcciones. A diferencia de la losa de cimentación, se supusieron muros de mampostería a mitad del claro de 8 m, para disminuir los esfuerzos y así obtener una losa de menor espesor. El tablero tipo de esta losa se muestra en la fig. 2.13 y su armado en las figs. 2.14 y 2.15. Las dimensiones y el refuerzo de esta losa es el mismo en cada uno de los edificios ya que se considera como un entrepiso más.

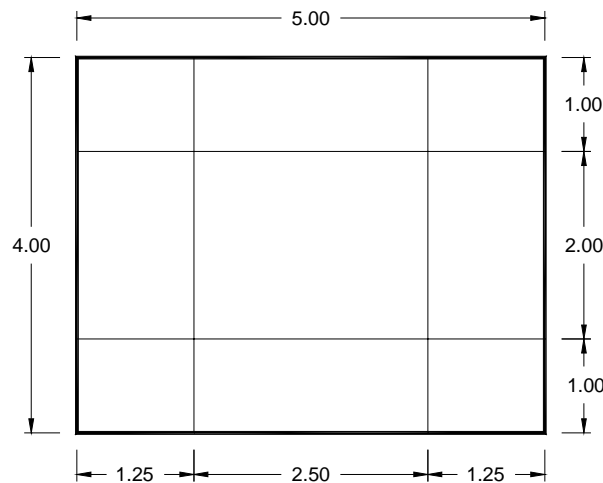


Figura 2.13. Tablero Tipo de losa tapa (acotaciones en metros)

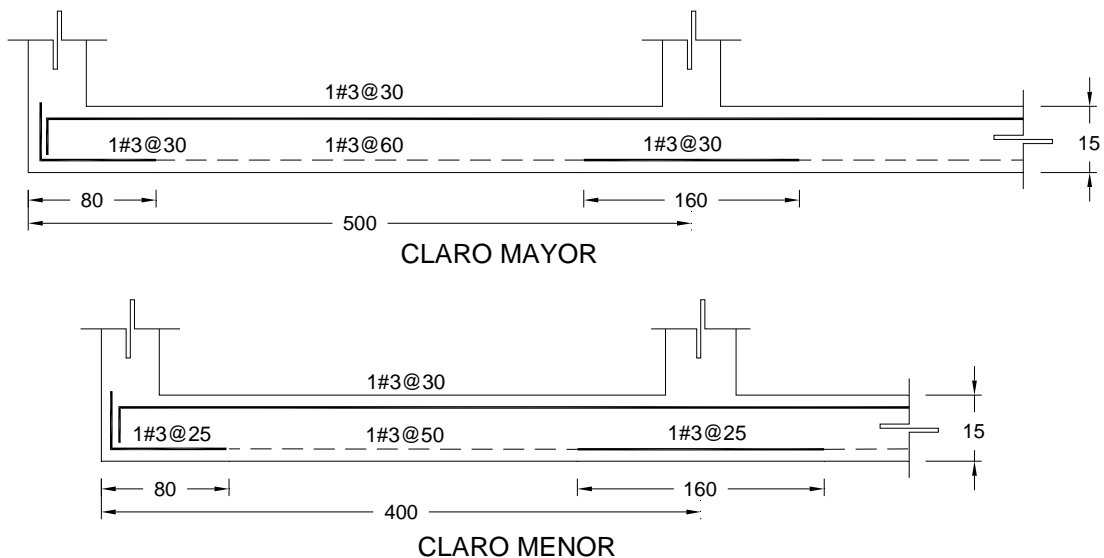


Figura 2.14. Armado de losa tapa en franjas centrales

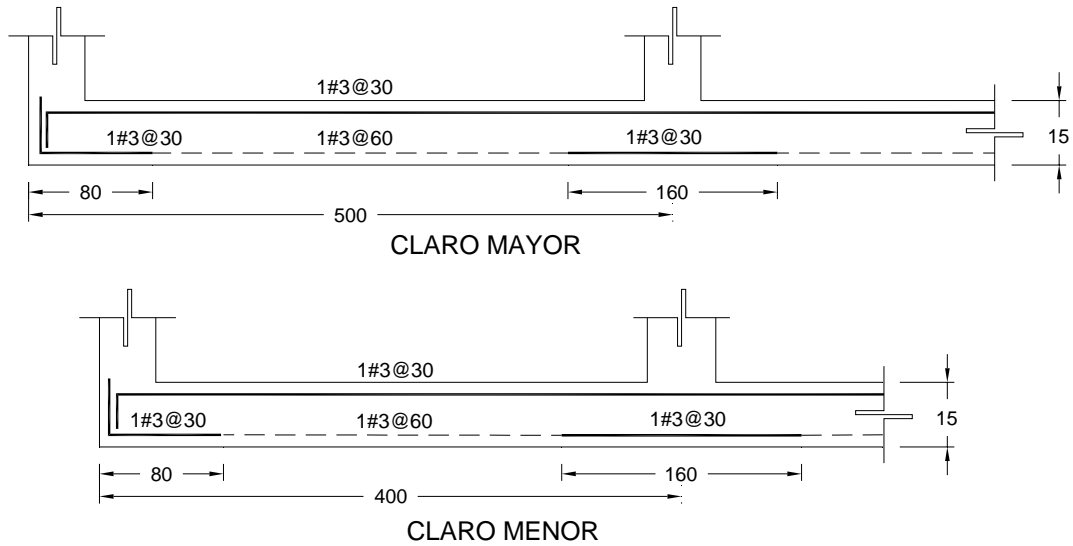


Figura 2.15. Armado de losa tapa en franjas laterales

**2.11.2.2 Edificio de 6 Niveles**

El peso a compensar generó como resultado una profundidad de desplante del edificio de 3 metros, siendo ésta el peralte de las contratrabes a diseñar.

Se realizó el mismo procedimiento que para el edificio de 4 niveles. El espesor de la losa de cimentación es la misma, cambiando únicamente su armado debido al incremento del peso del edificio (figuras 2.16). El diseño cambió para las contratrabes transversales, ya que debido a su relación claro-peralte ( $L/h$ ) se consideraron vigas diafragma (figura 2.17).

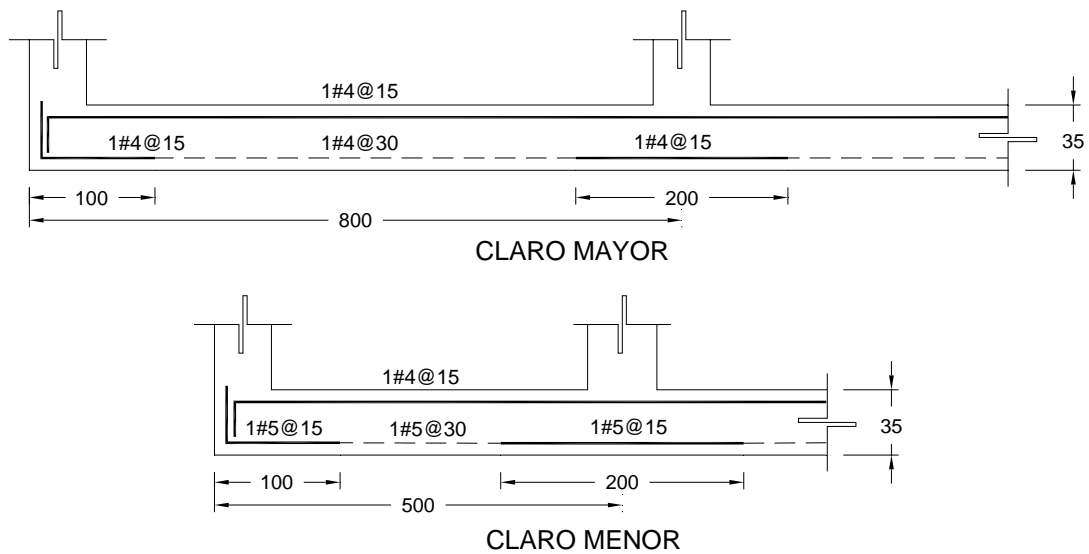


Figura 2.16. Armado de losa de cimentación en ambos sentidos

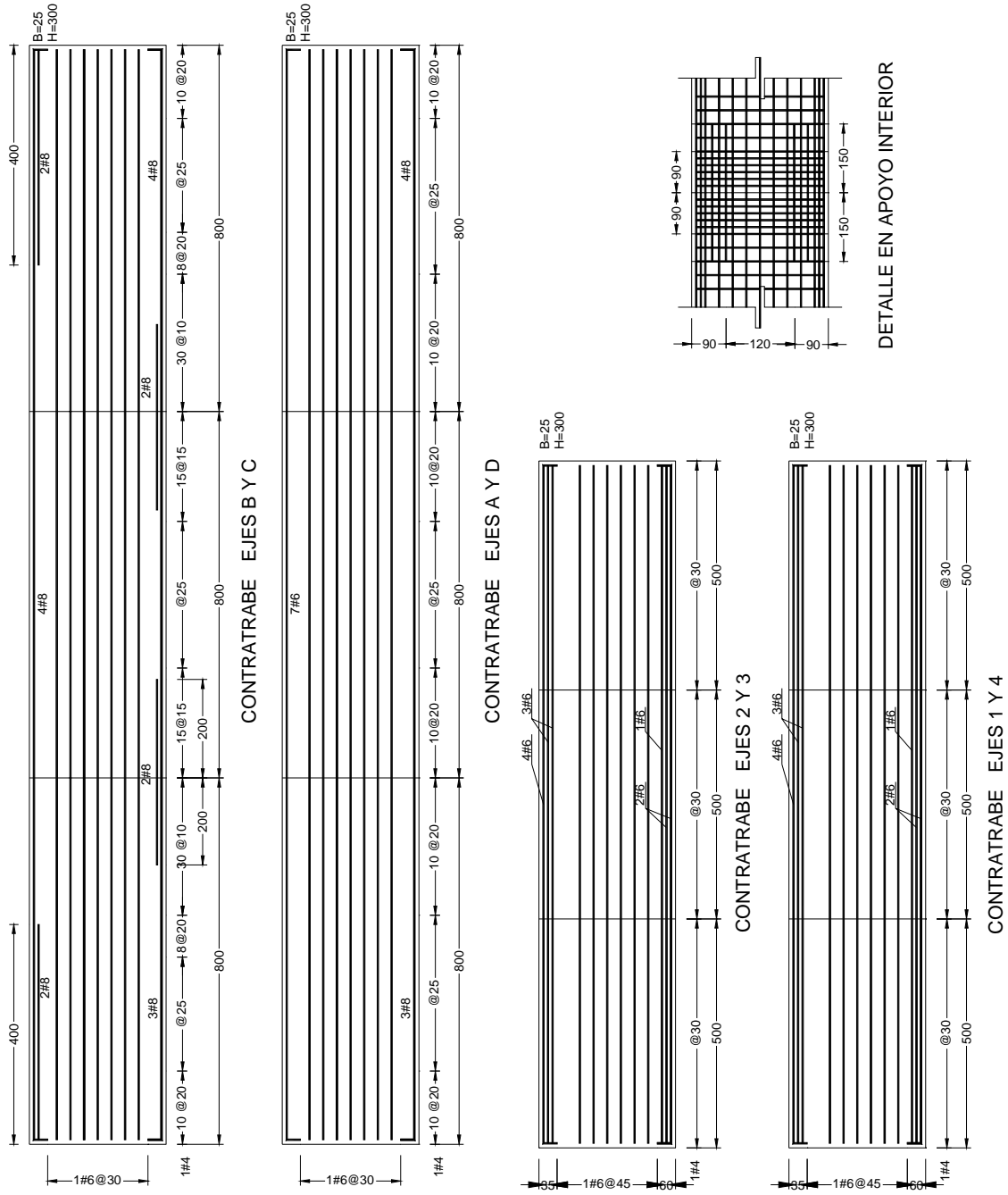


Figura 2.17. Armado de contratrabes

**2.11.2.3 Edificio 8 Niveles**

El incremento del peso total del edificio definió una profundidad de desplante que implica una excavación profunda. Por tal motivo, se utilizaron en el diseño pilotes de fricción para absorber los hundimientos proporcionados por la sobrecarga.

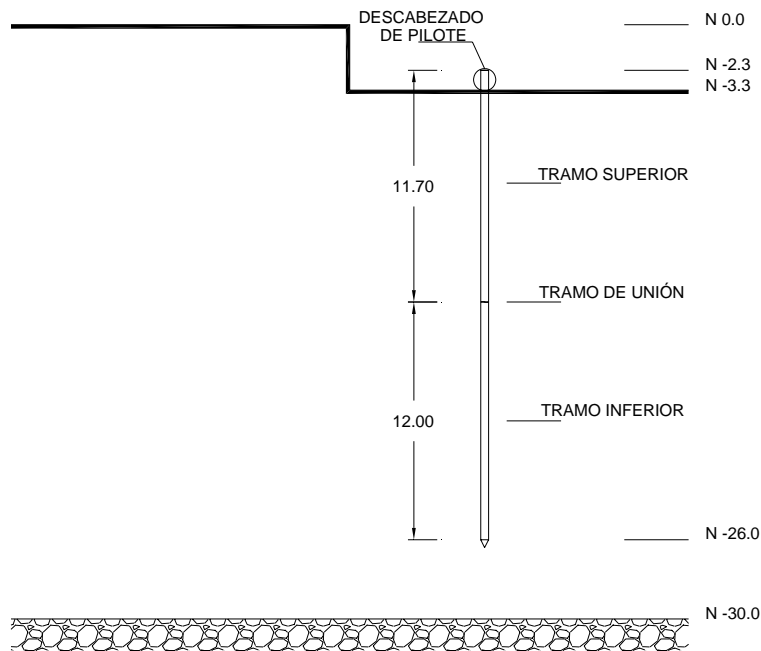
Se propuso una profundidad de desplante de la losa de cimentación de 3.3 metros que es una dimensión que puede considerarse en la práctica profesional como aceptable en el lugar en donde se ubicó al edificio. Mediante la diferencia entre el peso total del edificio ( $W_t$ ), incluyendo un peso propuesto de la cimentación, y el peso del material compensado ( $f_{comp}$ ), todos ellos en unidades de peso por unidad de área, se obtuvo el peso que tendrán que resistir los pilotes ( $f_{pilotes}$ ). Esto puede verse con mayor claridad mediante las siguientes expresiones:

$$f_{comp} = H_{exc} \gamma \tag{2.11}$$

$$f_{pilotes} = W_t - f_{comp} \tag{2.12}$$

Los valores obtenidos con las expresiones anteriores tienen unidades de carga entre unidades de área ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ), por tal motivo, éste valor se multiplicó por el área del edificio y así se obtuvo el peso total que deberían de soportar los pilotes.

Haciendo la suposición de que en el sitio el terreno firme o la primera capa dura se encuentra a 30 metros de profundidad, se propuso que la punta de los pilotes estuviera ubicada a 4 metros por encima de ésta, esto es a 26 metros de profundidad. Además se dejó 1 metro por encima de la losa de cimentación para su conexión con las contratrabes. Así, pudo obtenerse la longitud final de cada uno de los pilotes. Lo descrito anteriormente puede apreciarse en la figura 2.18.



**Figura 2.18. Longitud de un pilote**



Se propusieron pilotes de 40 x 40 cm de sección, además se supuso que el esfuerzo resistente por fricción del pilote ( $f_{fricción}$ ) en el sitio fuera de 2 ton/m<sup>2</sup>. El esfuerzo a fricción de los pilotes y los niveles de profundidad de las capas anteriormente descritas son valores aceptables pero no dejan de ser inciertos, por tal motivo sería necesario un estudio de geotecnia para corroborar estos valores.

El área total de un pilote que entra en contacto con el suelo multiplicada por su capacidad arrojó como resultado la capacidad de carga de cada pilote, que al dividirla entre el peso que deberán de resistir, proporciona el número de pilotes necesarios.

El armado de la losa de cimentación, de las contratrabes y la distribución de los 23 pilotes, se muestran en las figuras 2.19 a 2.22.

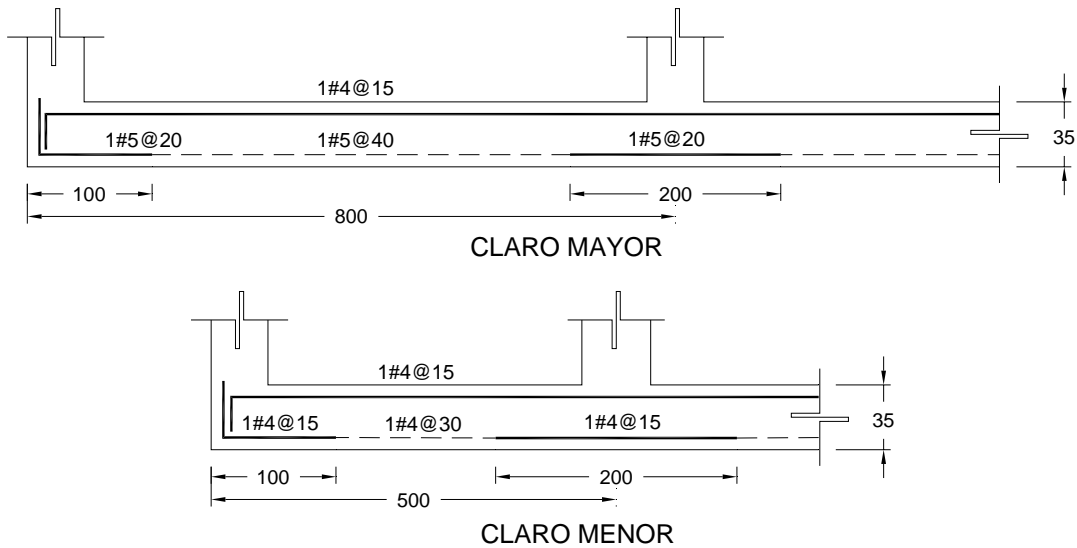


Figura 2.19. Armado de losa de cimentación en franjas centrales

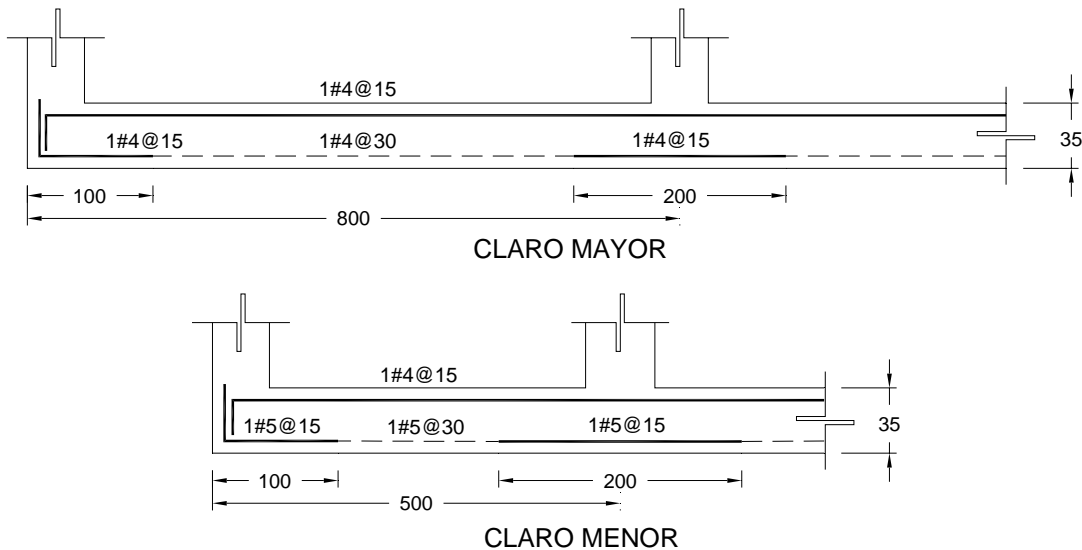


Figura 2.20. Armado de losa de cimentación en franjas laterales

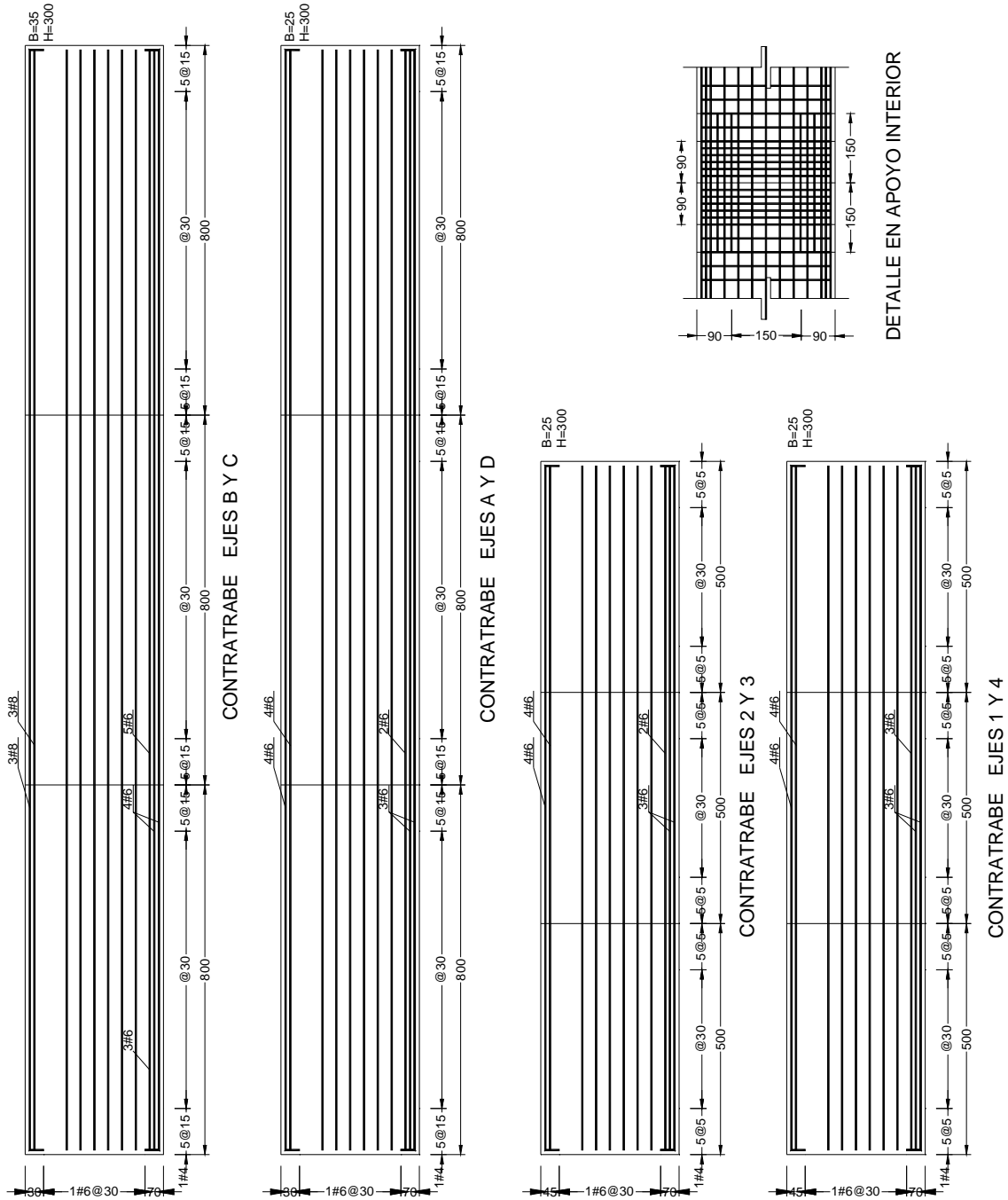
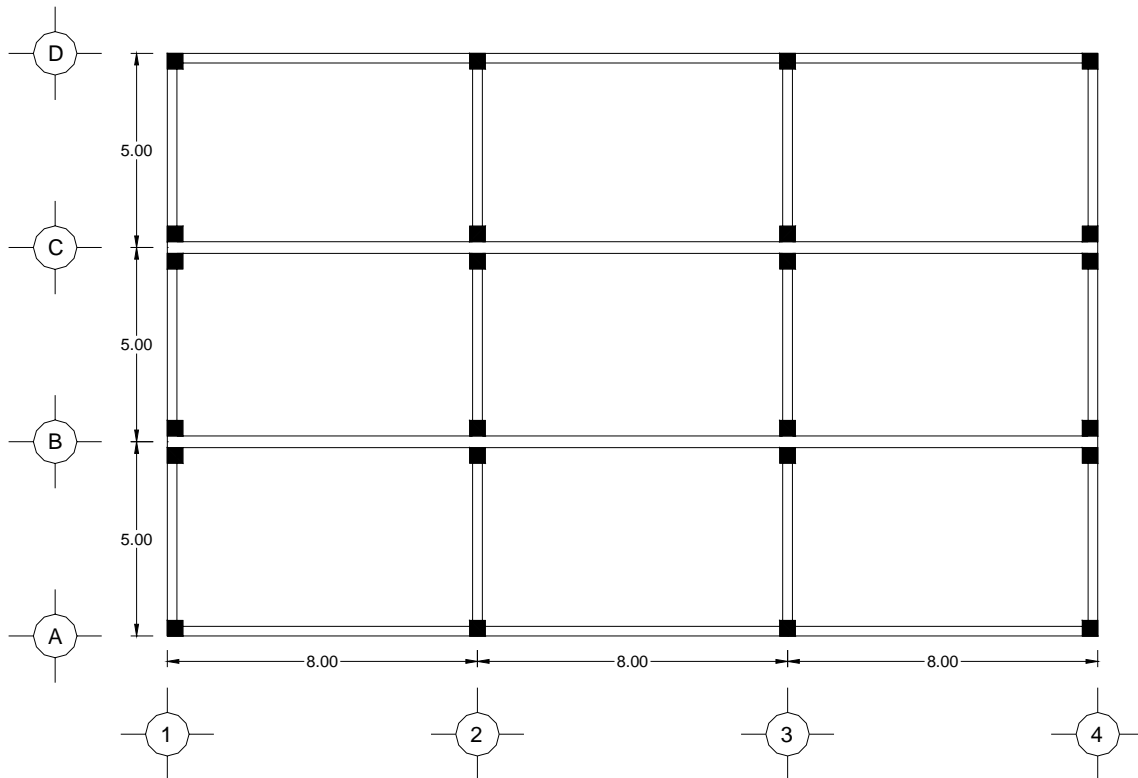


Figura 2.21. Armado de contratraves



**Figura 2.22. Distribución de pilotes de fricción. Edificio 8 niveles**

La distribución de pilotes se realizó tratando de concentrar los pilotes en las zonas donde existiría mayor carga axial, por tal motivo, se colocaron un par de pilotes en las regiones de los contraventeos excéntricos y en las columnas interiores.

#### **2.11.2.4 Edificio de 10 Niveles**

El diseño fue realizado de la misma manera que para el edificio de 8 niveles, y como era de esperarse, el refuerzo de la losa de cimentación y de las contratrabes fue diferente, así como el número y distribución de pilotes de fricción. Para este edificio, se necesitaron 36 pilotes de fricción que también fueron distribuidos en las zonas de mayor concentración de carga axial. Hay que recordar que en este edificio se utilizaron contraventeos excéntricos en dos crujeas de los marcos laterales transversales, siendo las columnas centrales las más esforzadas axialmente. El número de pilotes en este edificio fue de 36. Los resultados se muestran en las figuras 2.23 a 2.27.

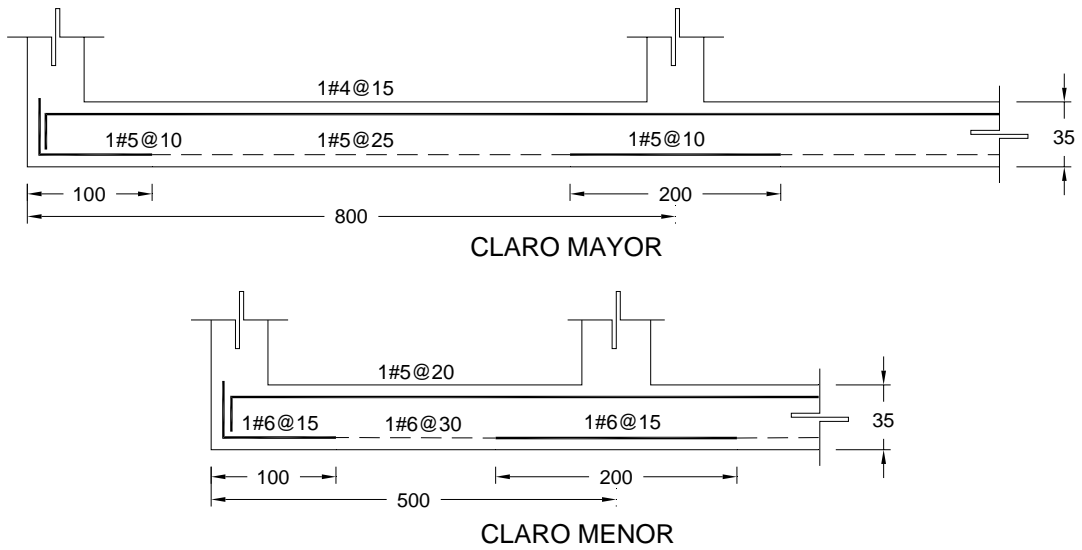


Figura 2.23. Armado de losa de cimentación en franjas centrales

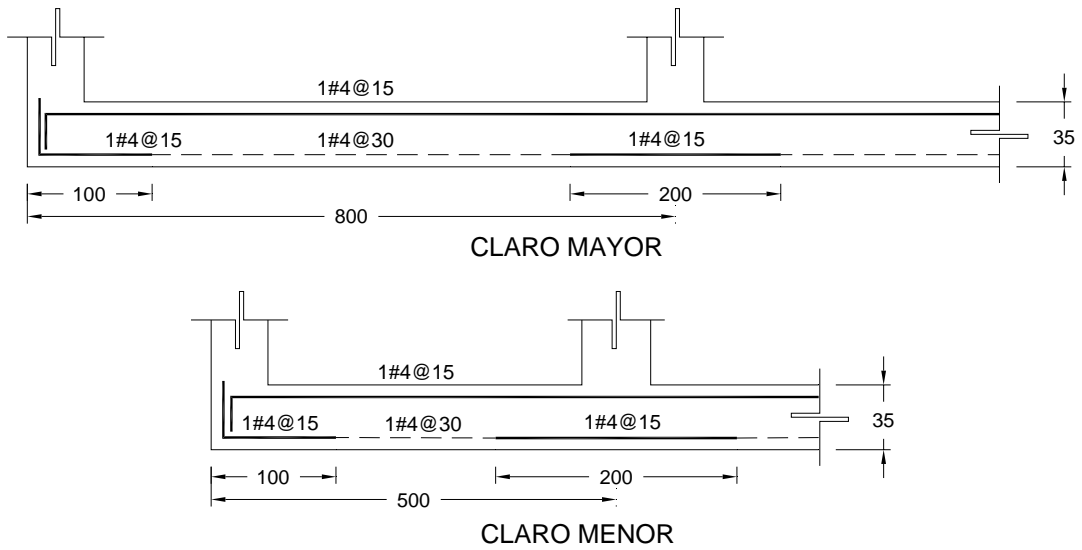


Figura 2.24. Armado de losa de cimentación en franjas laterales

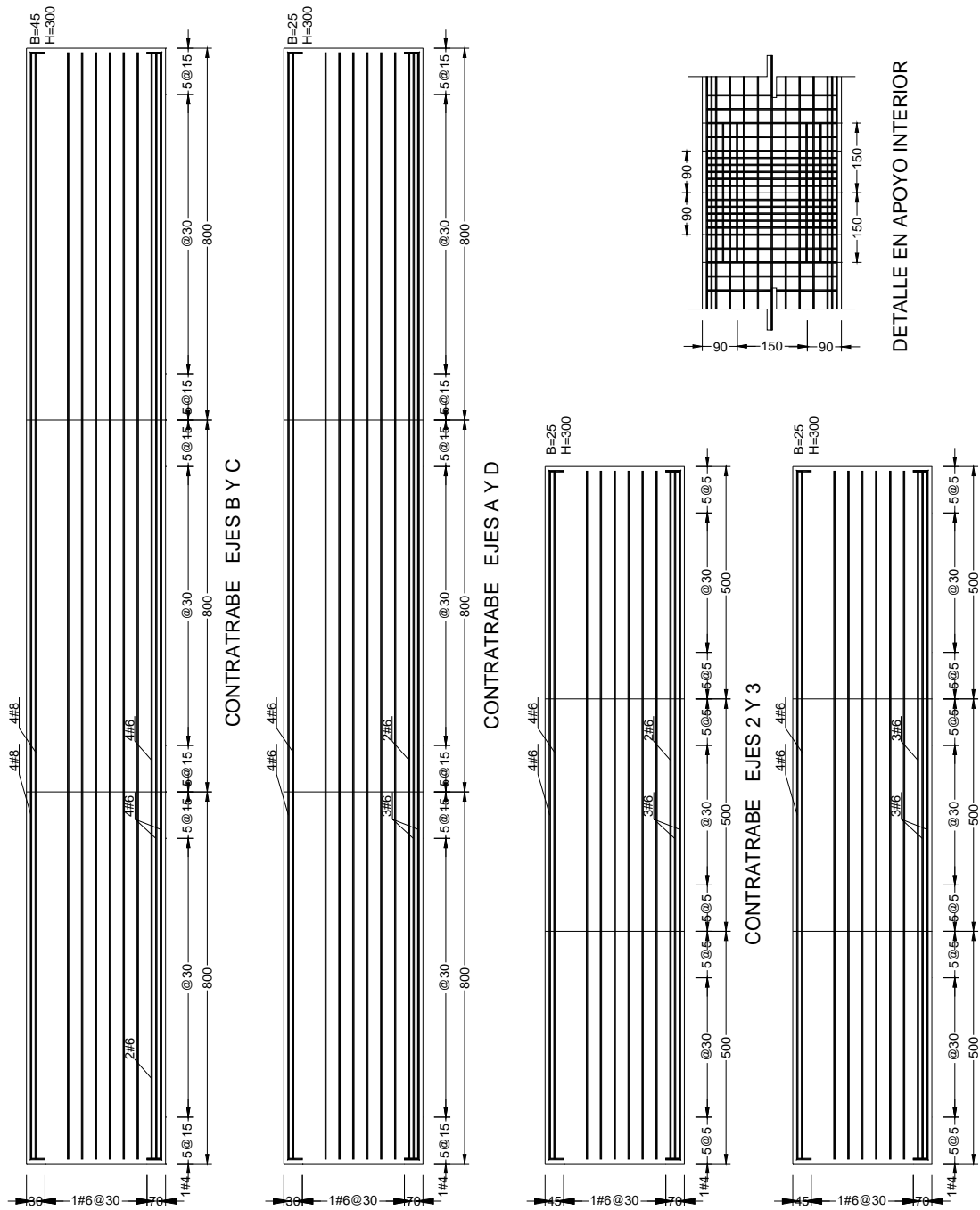


Figura 2.25. Armado de contratrabes

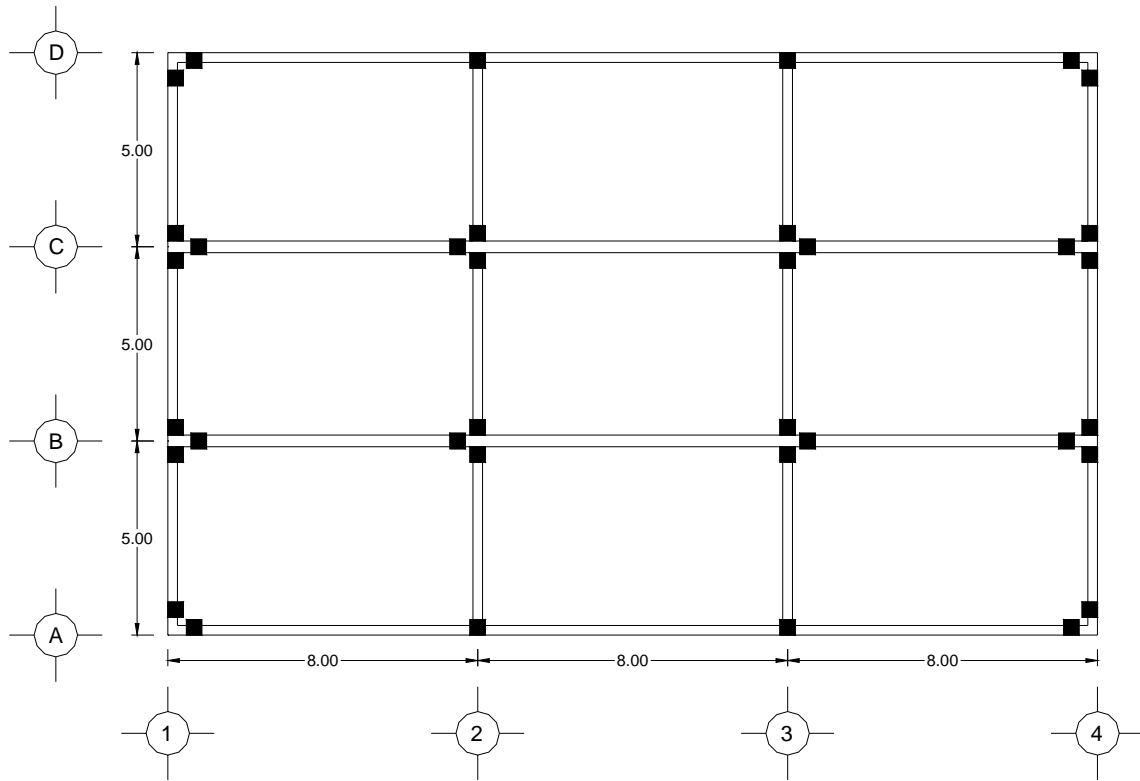


Figura 2.26. Distribución de pilotes de fricción. Edificio de 10 niveles

# CAPÍTULO 3

## CAPACIDAD CÍCLICA EN ELEMENTOS DE ACERO

Una curva de capacidad cíclica es aquella que relaciona la capacidad que tiene una estructura o un elemento para desarrollar ciclos o semiciclos de comportamiento plástico antes de llegar a la falla al ser sometidos a una demanda de ductilidad constante. En la fig. 3.1 se muestra una curva de capacidad cíclica. Ésta capacidad puede obtenerse mediante pruebas de laboratorio o usando modelos analíticos. Mediante el uso de curvas de capacidad cíclica es posible evaluar el daño en el elemento o en la estructura mediante el índice de acumulación lineal del daño.

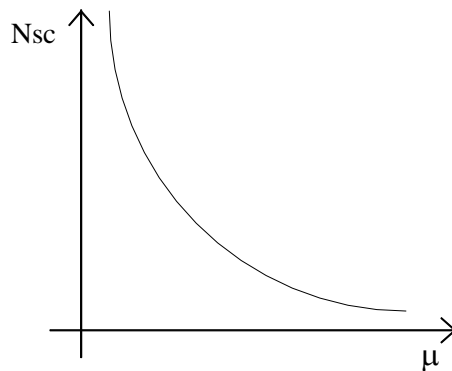


Figura 3.1. Curva de capacidad cíclica

La capacidad cíclica de los elementos de acero que se utiliza en este trabajo se basa en un ajuste de los datos obtenidos de trabajos experimentales realizados por Daali y Korol (1995), y Krawinkler, et. al. (1983) (ambos utilizan en sus estudios acero A-36). Además, en el presente estudio se hace uso del planteamiento analítico de Lee y Stojadinovic (2004).

Daali y Korol (1995) sometieron elementos de acero a ductilidades de desplazamiento ( $\mu_{\Delta v}$ ) cíclicas constantes de diferente magnitud. Sus resultados se muestran en la tabla 3.1. En la primera columna de dicha tabla se indica el valor de ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta v}$ ), y en la segunda el número de semiciclos (Nsc) que soportó el elemento sin fallar.

$\mu_{\Delta v}$	Nsc
3.0	108
4.5	58
5.5	38
18.0	1

Tabla 3.1. Resultados de las pruebas experimentales de Daali y Korol (1995)

Un semiciclo se define como aquel que ocurre en el momento de la descarga de una estructura o elemento, pero además, ésta carga demanda a la estructura valores de ductilidad mayores a uno, esto es, que la estructura entre en su comportamiento no lineal.

Lo anterior puede verse en la fig. 3.2 en donde el primer semiciclo está definido con línea continua y el segundo con línea discontinua.

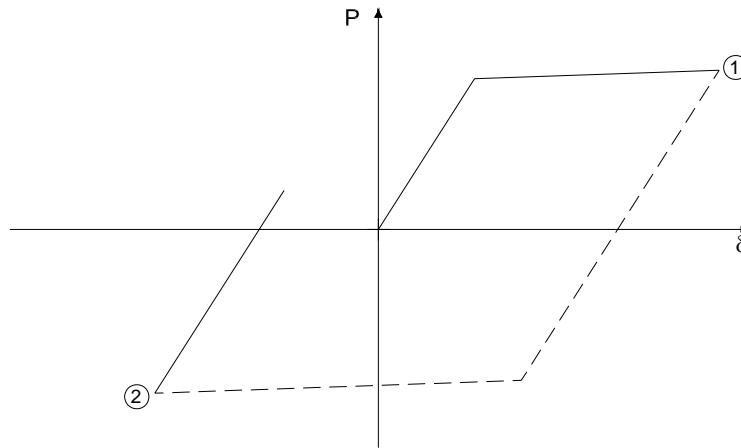


Figura 3.2. Semiciclos de carga

En la presente tesis las ductilidades de desplazamiento ( $\mu_{\Delta v}$ ) fueron convertidas a ductilidades de rotación ( $\mu_{\theta v}$ ) para los mismos elementos estudiados por estos autores. Para esto, se recurrió al siguiente planteamiento, que parte del comportamiento de un elemento en voladizo:

$$\varphi_y = \frac{2\sigma_y}{dE}$$

$$\theta_y = \varphi_y \frac{l}{2}$$

$$\Delta_y = \varphi_y l^2 \frac{1}{3}$$

$$\Delta_p = \theta_p (l - l_p)$$

- donde:  $\varphi_y$ : curvatura a la fluencia.  
 $\sigma_y$ : esfuerzo de fluencia del material.  
 $d$ : peralte efectivo del perfil.  
 $E$ : módulo de elasticidad del material.  
 $\theta_y$ : rotación a la fluencia.  
 $\theta_p$ : rotación plástica.  
 $l$ : longitud del elemento.  
 $\Delta_y$ : desplazamiento a la fluencia.  
 $\Delta_p$ : desplazamiento plástico.  
 $l_p$ : longitud plástica.

En términos de ductilidades de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) y de rotación ( $\mu_{\theta}$ ) se tiene que:



$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = \frac{\Delta_p}{\Delta_y} + 1 \Rightarrow \Delta_p = (\mu_{\Delta} - 1)\Delta_y$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_y + \theta_p}{\theta_y} = \frac{\theta_p}{\theta_y} + 1$$

Igualando las deformaciones plásticas ( $\Delta_p$ ), y realizando sustituciones:

$$\theta_p (l - l_p) = (\mu_{\Delta} - 1)\Delta_y \Rightarrow \theta_p = \frac{(\mu_{\Delta} - 1)\varphi_y l^2 / 3}{(l - l_p)} \Rightarrow \theta_p = \frac{(\mu_{\Delta} - 1)4\sigma_y l^2}{3(2l - d)dE} \quad (3.1)$$

Finalmente se llega a la ductilidad de rotación ( $\mu_{\theta}$ ) en función de la ductilidad de desplazamiento del elemento ( $\mu_{\Delta}$ ).

$$\mu_{\theta} = \frac{4(\mu_{\Delta} - 1)l}{3(2l - d)} + 1 \quad (3.2)$$

Usando la ecuación 3.2 se obtuvieron las ductilidades de rotación ( $\mu_{\theta v}$ ) para los elementos estudiados por Daali y Korol:

$\mu_{\theta v}$	Nsc
2.52	108
3.67	58
4.43	38
18.00	1

**Tabla 3.2. Ductilidades de rotación de las pruebas experimentales de Daali y Korol (1995)**

Krawinkler, et al (1983), utilizaron cinco elementos de iguales características que sometieron a carga cíclica constante en su estudio. Los autores observaron que el pandeo local de los especímenes fue seguido de propagación de grietas y fractura de la soldadura en el patín. Los resultados en términos de ductilidad de rotación ( $\mu_{\theta v}$ ) se muestran en la tabla 3.3.

$\mu_{\theta v}$	Nsc
3.08	65
4.17	55
5.94	31
6.08	28
6.10	37

**Tabla 3.3. Resultados de las pruebas experimentales de Krawinkler, et al (1983)**

Lee y Stojadinovic (2004) estudiaron la capacidad de rotación de elementos de acero sujetos a carga cíclica cuando fallan debido al pandeo local, proponiendo una metodología con base en la geometría adquirida por perfiles de acero derivados de evidencia experimental. Considerando dicha geometría, relacionaron los incrementos de rotación en la articulación plástica con los acortamientos axiales del alma y patín en la

sección total de la articulación plástica. De esta manera pudieron relacionar las fuerzas externas e internas mediante el principio de trabajo virtual. Con el principio del trabajo virtual pudieron obtener la distribución del esfuerzo efectivo en las regiones pandeadas. Finalmente propusieron dos estados límites de falla: resistencia y deformación. Así, utilizando una historia de ciclos de deformación y aplicando lo antes expuesto los llevó a obtener la expresión 3.3, que está en función del número de semiciclos demandados por el elemento estructural ( $N_{sc}$ ) y de su rotación plástica ( $\theta_p$ ).

$$N_{sc} = \frac{0.0129}{(\theta_p)^{2.1218}} \tag{3.3}$$

Sustituyendo la ecuación 3.1 en la 3.3 y aplicando la ecuación resultante a los prototipos estudiados por Daali y Korol (1995) y Krawinkler (1983) se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla 3.4.

$\mu_{\theta v}$	Nsc
2.52	192
3.67	59
4.43	34
18.00	1

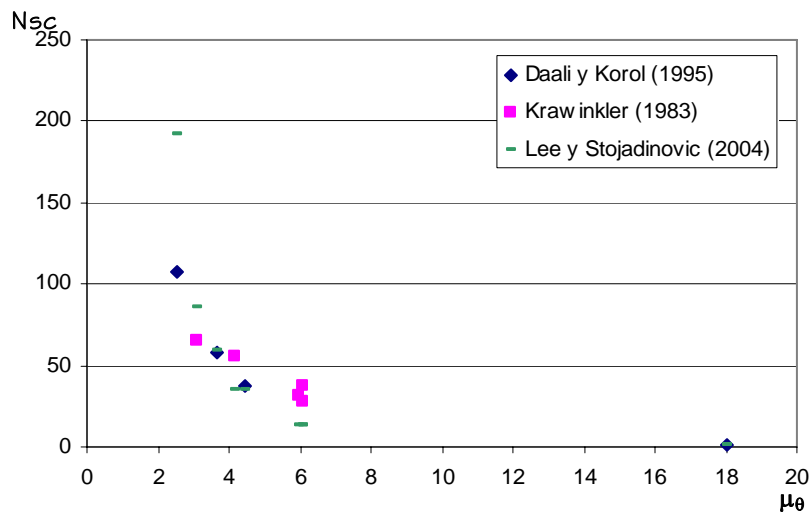
(a)

$\mu_{\theta v}$	Nsc
3.08	86
4.17	35
5.94	14
6.08	13
6.10	13

(b)

**Tabla 3.4. Valores de ductilidad de rotación utilizando la expresión de Lee y Stojadinovic utilizando los prototipos experimentales de Daali y Korol (a) y Krawinkler (b)**

En la fig. 3.3 se muestra el conjunto de valores que son resultado de las pruebas experimentales de Daali y Korol (1995), Krawinkler, et al (1983) y del planteamiento analítico de Lee y Stojadinovic (2004). Se observa que para valores pequeños de ductilidad la ecuación 3.3 sobreestima la capacidad cíclica de elementos de acero respecto a los resultados experimentales mientras que para valores pequeños de ductilidad subestima dicha capacidad.



**Figura 3.3. Resultados de las pruebas experimentales y planteamiento analítico**

Finalmente se ajustaron los valores mostrados en la fig. 3.3 a una curva utilizando mínimos cuadrados dando como resultado la ecuación 3.4 que define la capacidad cíclica de elementos de acero. La fig. 3.4 muestra graficada la ecuación 3.4 y los valores obtenidos de las pruebas experimentales y utilizando el planteamiento analítico antes mencionado.

$$\hat{N}_{sc} = \frac{1382.41}{\mu_l^{2.44}} \tag{3.4}$$

donde:  $\mu_l$  es la ductilidad local.

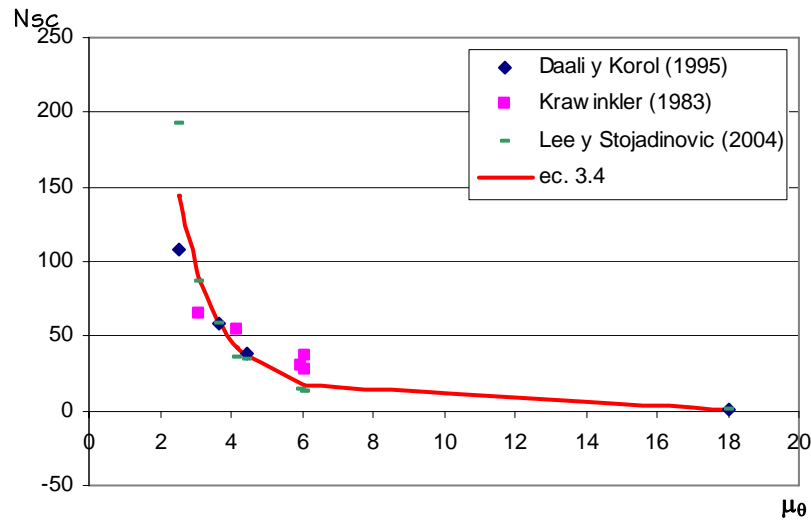


Figura 3.4. Ajuste de los datos

# CAPÍTULO 4

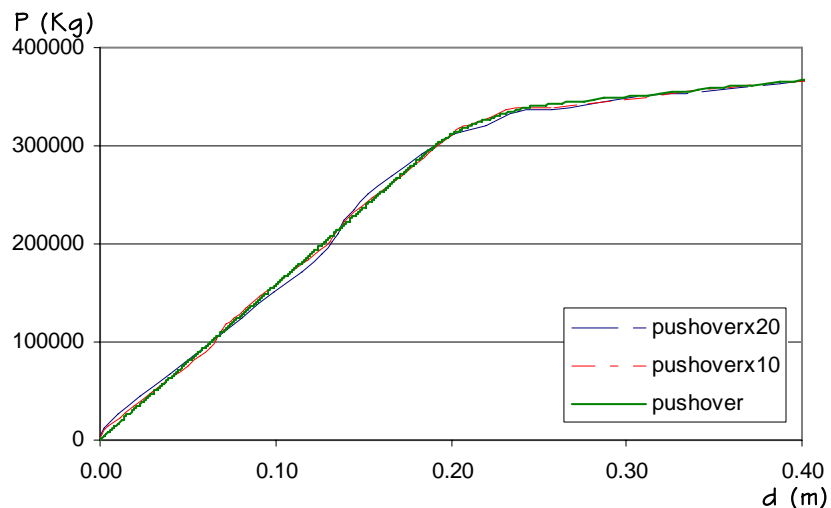
## CAPACIDAD CÍCLICA DE MARCOS DE ACERO

Para los análisis se seleccionaron los marcos interiores del sentido longitudinal de los edificios presentados en el capítulo 2 (ejes con letra de la fig. 2.1). Estos marcos pueden ser representativos de esa dirección debido a que se trata de estructuras regulares. Para los análisis se utilizaron propiedades medias de cargas (Meli, 1976) y capacidad. En lo que sigue se definirá con la siguiente nomenclatura a los marcos analizados: M4Q2 representa al marco de cuatro niveles (M4) con factor de comportamiento sísmico (Q) con valor de 2 (Q2).

### 4.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Los marcos se sometieron a un análisis de empuje lateral estático no lineal (“push-over”) utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2000). Para el análisis se consideró un modelo histerético bilineal con 3% de rigidez de postfluencia. En el caso de estructuras de acero, se ha observado en pruebas experimentales cíclicas que se presenta un comportamiento histerético semejante al bilineal, pero con degradación de resistencia, una ligera degradación de la rigidez elástica y el efecto Bauschinger (Tsai, 1995).

Para el análisis se utilizó una aceleración linealmente creciente en el tiempo con una pendiente pequeña para evitar la aparición de efectos dinámicos. En la fig. 4.1 se muestra graficada la respuesta del marco M10Q2 al utilizar el acelerograma propuesto (denominada push-over) cuya pendiente es 0.025, así como incrementada la aceleración por 20 y por 10 veces (pushoverx20 y pushoverx10). Se utilizó el edificio de 10 niveles debido a que por su altura es más propenso a que presente efectos dinámicos. Se observó que para la obtención de los parámetros objetivo de este estudio como son el coeficiente sísmico ( $C_y$ ), desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ), y la ductilidad global ( $\mu_g$ ) el uso de alguno de éstos pushovers puede aceptarse.



**Figura 4.1. Gráfica cortante basal – desplazamiento del marco M10Q2 bajo distintos niveles de intensidad de la aceleración utilizada en este estudio**

Utilizando los resultados del análisis se obtuvo una gráfica cortante basal – desplazamiento para cada uno de los marcos (fig. 4.2, línea continua). Esta curva se ajustó a una gráfica bilineal (fig. 4.2, línea discontinua). La intersección de las líneas (fig. 4.2, punto C) representa el cortante basal a la fluencia del marco ( $V_y$ ) y el desplazamiento correspondiente es el desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ). Al dividir el cortante basal a la fluencia entre el peso del edificio se obtiene el coeficiente sísmico ( $C_y$ ). El periodo fundamental de vibración, su correspondiente coeficiente sísmico y el desplazamiento de fluencia se muestran en la tabla 4.1 para cada uno de los marcos.

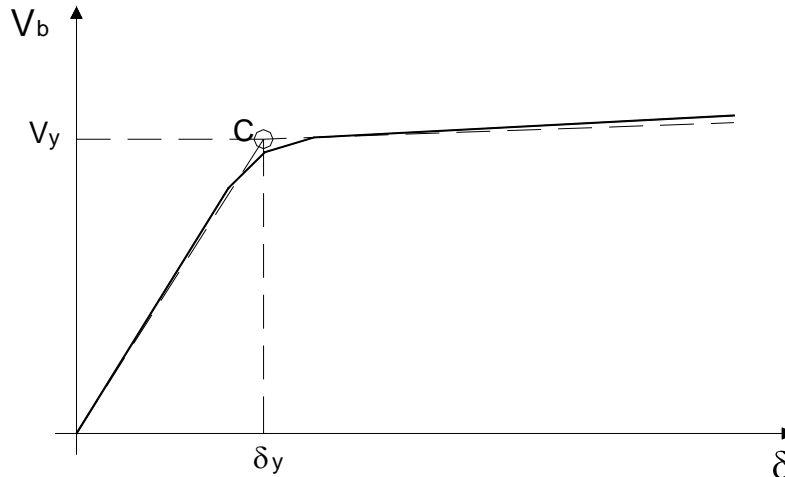


Figura 4.2. Gráfica cortante basal – desplazamiento

Marco	T	$C_y$	$\delta_y$ (m)
M4Q2	0.860	0.483	0.1248
M4Q3	0.897	0.445	0.1360
M6Q2	1.031	0.452	0.1697
M6Q3	1.065	0.418	0.1735
M8Q2	1.108	0.434	0.1855
M8Q3	1.198	0.377	0.1915
M10Q2	1.275	0.389	0.2160
M10Q3	1.374	0.357	0.2257

Tabla 4.1. Características mecánicas de los marcos

De la tabla 4.1 se hace notar que para las estructuras de acero analizadas en este estudio (en donde los periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño) el coeficiente sísmico disminuye linealmente al incrementar el periodo. Esto puede asociarse a que se utilizaron perfiles comerciales durante el diseño y que al incrementarse la demanda de esfuerzos también será mayor la dimensión de los perfiles adecuados aumentando así la rigidez de la estructura. Por tal motivo, el coeficiente sísmico ( $C_y$ ) y el periodo (T) tienen una relación lineal (fig. 4.3). En estructuras de concreto reforzado la rigidez del sistema no necesariamente se asocia con su resistencia, pues en una sección dada puede tener diferentes valores de resistencia para un mismo valor de rigidez.

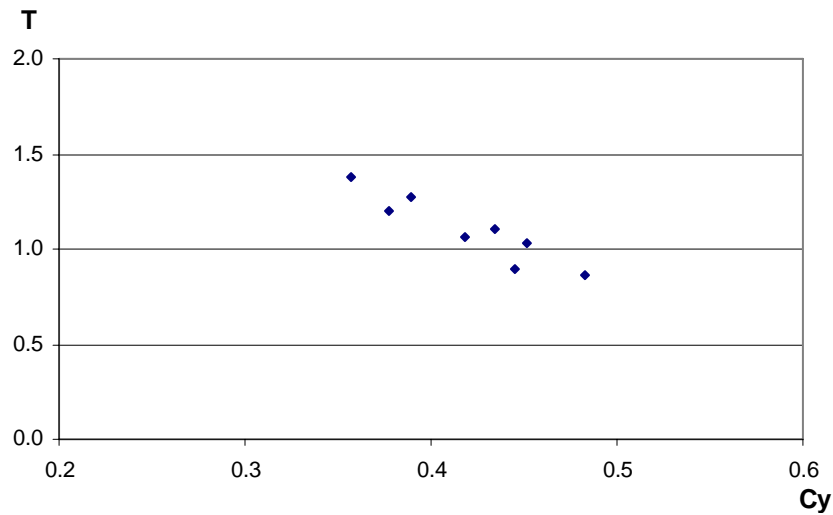


Figura 4.3. Relación entre coeficiente sísmico y periodo

Para obtener la capacidad cíclica de los marcos de acero en esta tesis se hacen las siguientes hipótesis:

- 1.- La respuesta de la estructura está regida por el primer modo de vibrar.
- 2.- Las vigas son los únicos elementos del marco que pueden fallar y brindarle a la estructura capacidad de disipar energía.
- 3.- El daño que sufren las vigas que conforman un piso es igual en cada una de ellas.
- 4.- El sistema falla cuando falla el piso crítico; es decir, cuando fallan las vigas que componen el piso más dañado.

La hipótesis citada en el último punto representa el criterio de falla en este estudio.

Se obtuvieron las demandas locales de rotación ( $\theta$ ) en cada elemento durante la historia del análisis. Así, fue posible obtener la ductilidad local ( $\mu_l$ ) que se define como la rotación en el  $i$ -ésimo instante dividida entre la rotación a la fluencia ( $\theta_y$ ). Se supuso que la viga falla cuando ésta alcanza una ductilidad local ( $\mu_l$ ) con valor de 18 (Daali y Korol, 1995). En la fig. 4.4 se muestran los valores de ductilidad local ( $\mu_l$ ) en las vigas de los marcos M4Q3 y M10Q2 en el instante en que falla el entrepiso crítico (entrepiso señalado por un rectángulo). Se puede comprobar que el nivel de daño que sufren todas las vigas en ese piso es prácticamente el mismo. Puede observarse también que los entrepisos cercanos al que falla tienen un daño similar a éste y si existiera una redistribución de esfuerzos al fallar el entrepiso crítico, los entrepisos vecinos fallarían también en instantes posteriores. Por tal motivo, se considera que la falla del entrepiso crítico corresponde a la falla del sistema.

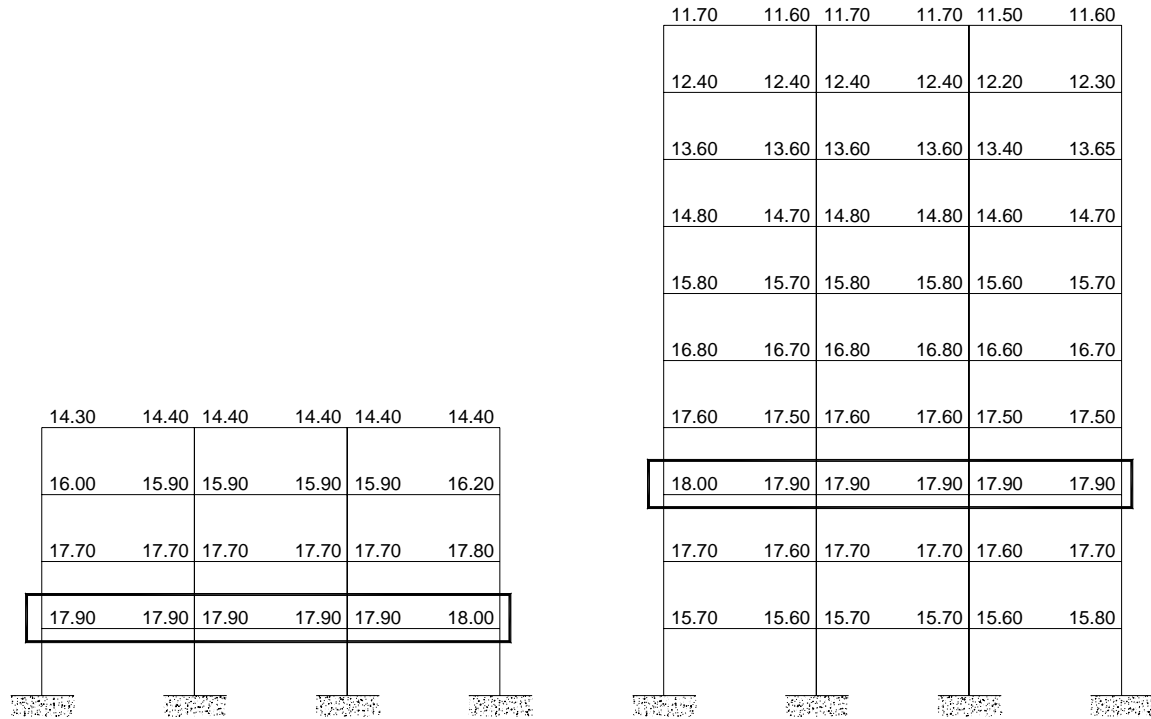


Figura 4.4. Ductilidades locales correspondientes a los marcos M4Q3 y M10Q2

### 4.2 RELACIÓN ENTRE CAPACIDAD LOCAL Y GLOBAL

Del análisis de empuje lateral estático se obtuvieron para cada instante la pareja de valores de ductilidades locales en el piso crítico ( $\mu_l$ ) y ductilidades globales ( $\mu_g$ ) para cada uno de los marcos hasta que se produce la falla del sistema que corresponde al momento en que los elementos que integran el piso crítico alcanzan su ductilidad local límite (aprox. 18). Para obtener las ductilidades globales se dividió el desplazamiento de azotea en el *i*-ésimo instante ( $\delta_i$ ) con el desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ). Se aplicó la ecuación 3.4 a la historia de ductilidades locales ( $\mu_l$ ) de los elementos del piso crítico y se obtuvo el número de semiciclos ( $N_{sc}$ ) que es capaz de soportar el mismo. Debido a que para cada instante se tienen la pareja de valores de ductilidades locales y globales, el número de semiciclos que es capaz de desarrollar la estructura para cierto nivel de ductilidad global corresponderá al número de semiciclos que desarrolla el piso crítico, por lo tanto, al relacionar las ductilidades locales en el piso crítico y las ductilidades globales, es posible evaluar el número de semiciclos que desarrolla la estructura en cada instante. Se comprobó anteriormente que las vigas de un entrepiso sufren el mismo daño (fig. 4.2). De la fig. 4.5 a la fig. 4.8 se muestran las gráficas en doble logaritmo que relacionan el número de semiciclos ( $N_{sc}$ ) con la ductilidad local y global ( $\mu$ ).

En las gráficas se muestra tanto la ductilidad local del entrepiso crítico ( $\mu_l$ ) como la ductilidad global de la estructura ( $\mu_g$ ). Puede observarse que para una cierta ductilidad el número de semiciclos que es capaz de soportar el entrepiso crítico es en general mayor que el número de semiciclos que soporta la estructura, para una cierta ductilidad. O bien, al presentarse cierto número de semiciclos, la ductilidad alcanzada por la viga más esforzada del entrepiso crítico es mayor que la ductilidad global alcanzada por la estructura.

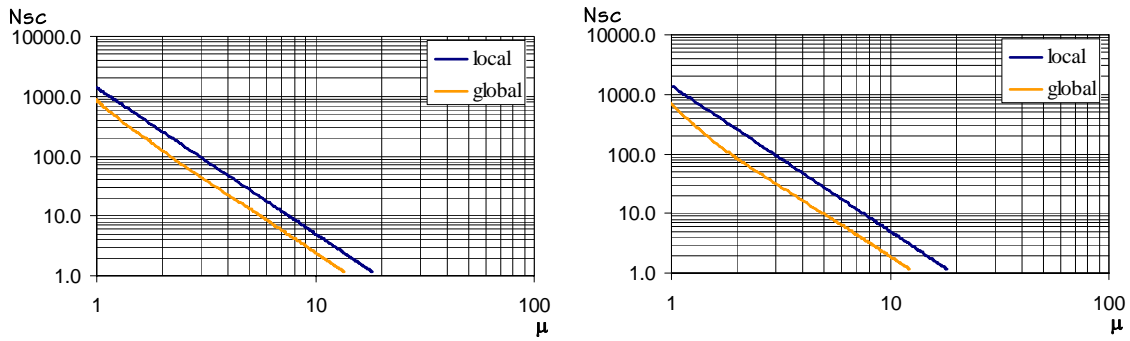


Figura 4.5. Comportamiento local y global de los marcos M4Q2 Y M4Q3

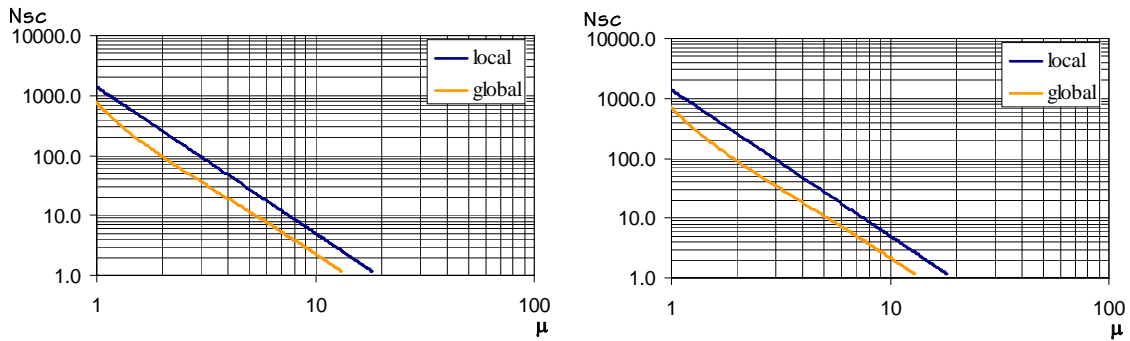


Figura 4.6. Comportamiento local y global de los marcos M6Q2 Y M6Q3

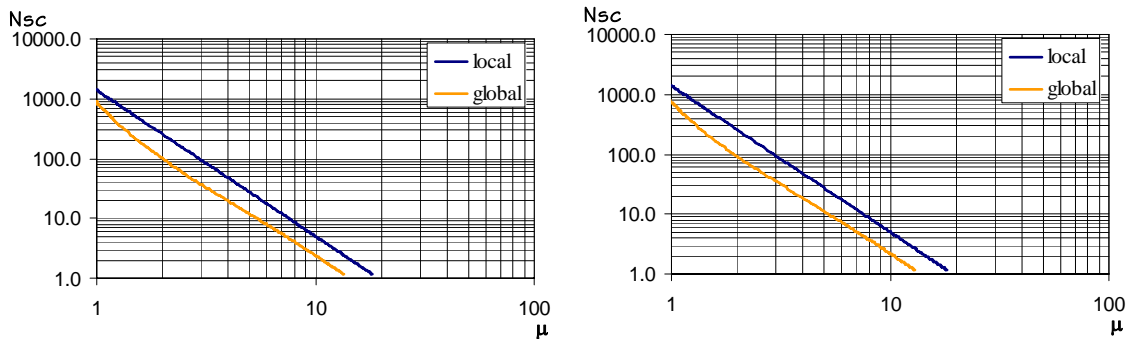


Figura 4.7. Comportamiento local y global de los marcos M8Q2 Y M8Q3

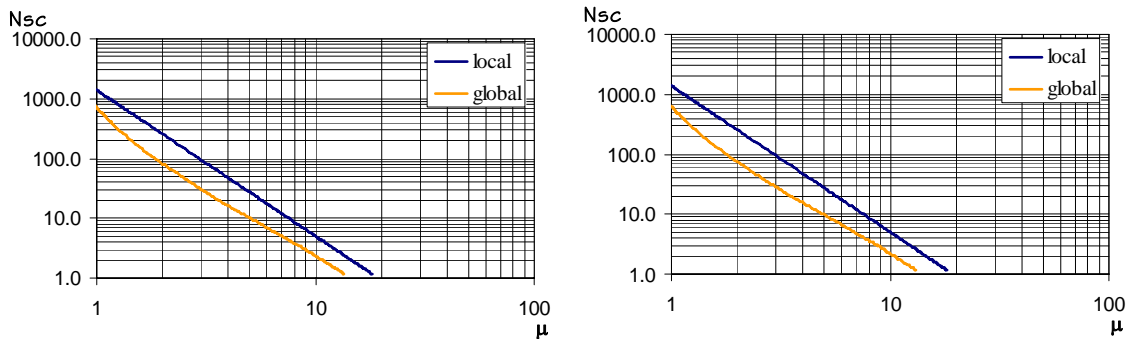


Figura 4.8. Comportamiento local y global de los marcos M10Q2 Y M10Q3



**4.3 CURVA DE CAPACIDAD CÍCLICA DE MARCOS DE ACERO**

La curva que representa la relación que existe entre el número de semiciclos ( $N_{sc}$ ) y la ductilidad global ( $\mu_g$ ), se ajustó en cada uno de los marcos con la siguiente expresión:

$$N_{sc} = \frac{a}{(\mu_g)^b} \tag{4.1}$$

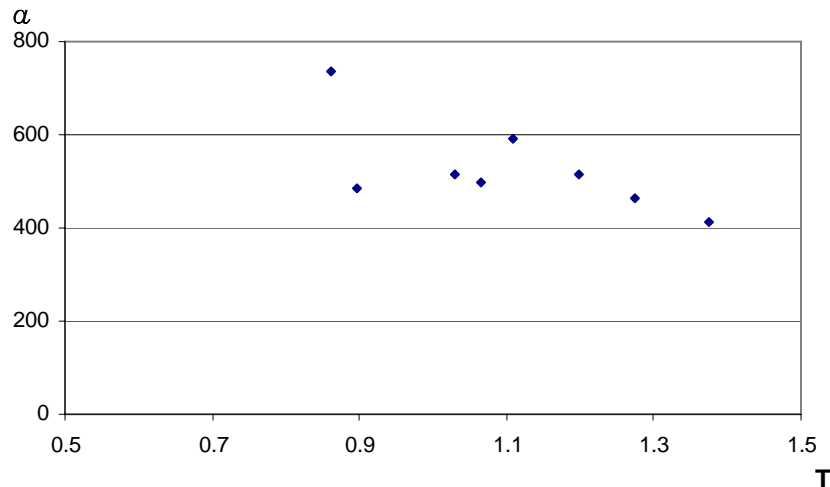
donde:  $a, b$ : constantes

Para cada uno de los marcos se obtuvo el valor de las constantes  $a$  y  $b$ . Estas se muestran en la tabla 4.2 junto con el periodo fundamental de vibración (T) de cada uno de los marcos.

Marco	T	$a$	$b$
M4Q2	0.860	736.101	2.556
M4Q3	0.897	485.377	2.516
M6Q2	1.031	515.002	2.419
M6Q3	1.065	496.496	2.450
M8Q2	1.108	593.051	2.544
M8Q3	1.198	513.468	2.456
M10Q2	1.275	465.381	2.480
M10Q3	1.374	411.526	2.429

**Tabla 4.2. Valores de las constantes  $a$  y  $b$**

Se relacionó entonces el valor de cada una de éstas constantes con el periodo del marco (T) correspondiente, y se observó que presentan cierta relación lineal (figs. 4.9 y 4.10). Por tal motivo, los valores de  $a$  se expresan linealmente en función del periodo (T). Se puede apreciar que los valores de  $b$  son muy similares, por lo que se consideró que  $b$  es constante. Como resultado de la combinación de estos ajustes se obtuvo la ecuación 4.2 que define la relación que existe entre el número de semiciclos que es capaz de resistir una estructura de periodo T y la ductilidad global demandada ( $\mu_g$ ).



**Figura 4.9. Relación entre  $a$  y el periodo de vibración estructural**

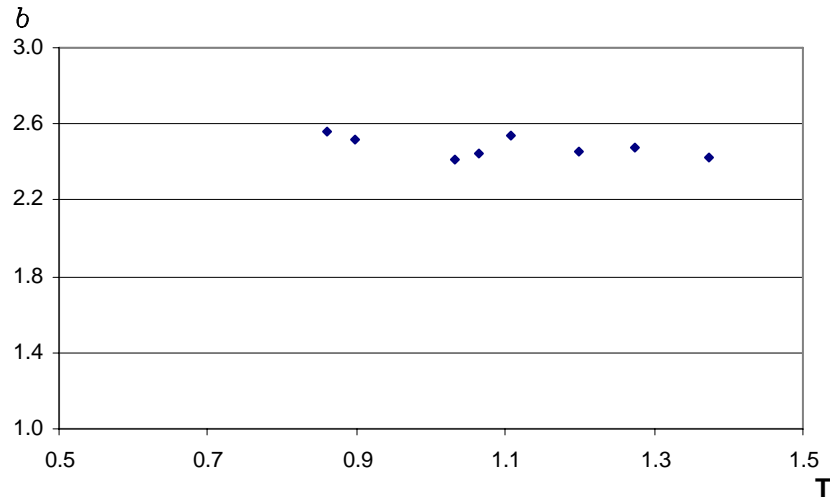


Figura 4.10. Relación entre  $b$  y el periodo de vibración estructural

$$N_{sc} = \frac{942.61 - 377.41T}{(\mu_g)^{2.48}} \quad (4.2)$$

En las figs. 4.11 a 4.14 se muestran graficadas la ecuación 4.2 y las relaciones de las figs. 4.5 a 4.8 asociadas con la ductilidad global para cada uno de los marcos. Las curvas indican que la expresión 4.2 presenta buena aproximación.

Se hace notar que la ecuación 4.2 es válida únicamente para estructuras de acero regulares con características similares a las estudiadas en este trabajo, que su periodo fundamental de vibración varíe entre  $0.8 < T < 1.4$  seg, que vibren en su primer modo y que estén diseñadas con el RCDF 2004.

El objetivo de este trabajo fue plantear un procedimiento para la obtención de la capacidad cíclica de estructuras y la obtención de una expresión general requiere de un estudio más amplio.

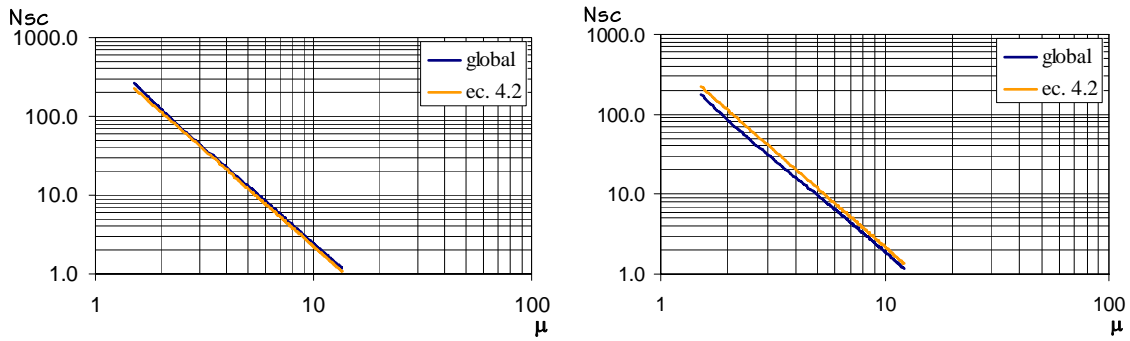


Figura 4.11. Comportamiento global y ecuación propuesta para los marcos M4Q2 Y M4Q3

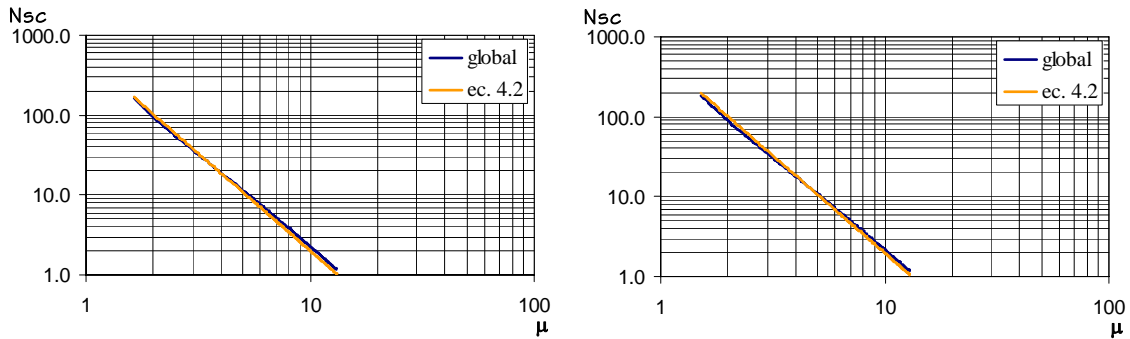


Figura 4.12. Comportamiento global y ecuación propuesta para los marcos M6Q2 Y M6Q3

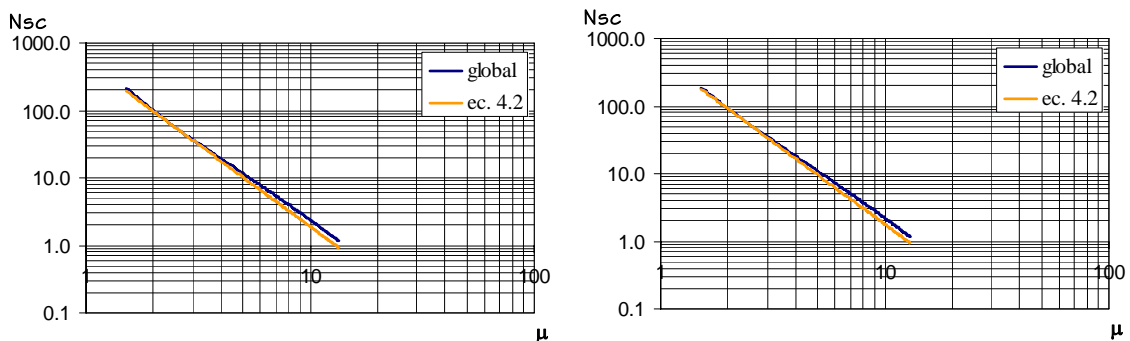


Figura 4.13. Comportamiento global y ecuación propuesta para los marcos M8Q2 Y M8Q3

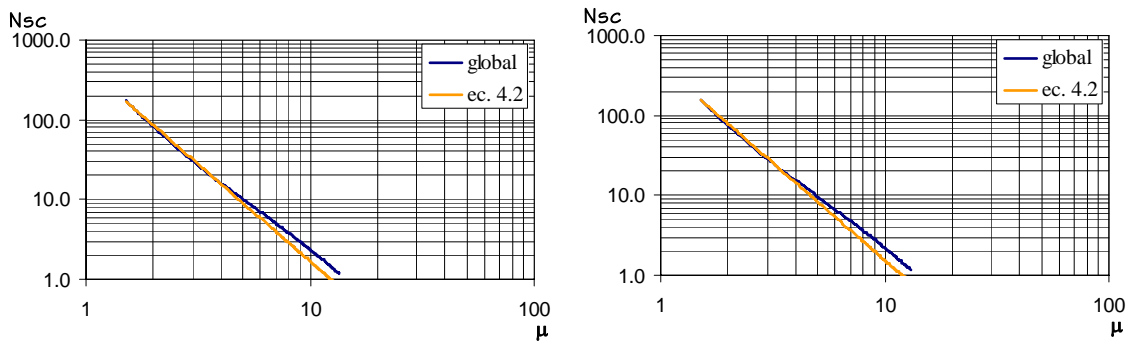


Figura 4.14. Comportamiento global y ecuación propuesta para los marcos M10Q2 Y M10Q3

# CAPÍTULO 5

## REGISTROS SÍSMICOS

En un análisis de confiabilidad estructural se busca evaluar, entre otras cosas, la tasa media anual de que un parámetro se exceda de cierto nivel de respuesta sísmica estructural. Este nivel de respuesta sísmica se presenta cuando la estructura se ve sometida a eventos sísmicos de cierta intensidad, forma espectral y periodo de retorno ( $T_R$ ). Por tal motivo, para evaluar la confiabilidad asociada a cada nivel de respuesta se tiene que contar con registros sísmicos esperados en el sitio en donde se desplanta la estructura en estudio.

### 5.1 ACELEROGRAMAS

Se seleccionaron nueve acelerogramas reales registrados en la zona blanda del Valle de México (zona IIIb) con periodos del suelo cercano a  $T_s=2s$  que corresponden al sismo con epicentro en Colima en el año 1995, cuya Magnitud fue de 7.5. En la tabla 5.1 se muestran los nombres de las instituciones y la ubicación de los acelerógrafos localizados en esa zona. En la fig. 5.1 se muestran los espectros de respuesta elásticos para 3% del amortiguamiento crítico de los nueve acelerogramas utilizados en este estudio.

Registro	Clave de Estación	Institución Encargada	Coordenadas de la Estación		Nombre de la Estación	Fecha	Magnitud
			Latitud	Longitud			
			N	W			
1	CJ03	FICA	19.41	99.157	CU Juárez	95-10-09	7.5
2	CJ04	IIUNAM	19.41	99.157	Centro urbano Presidente Juárez	95-10-09	7.5
3	CO56	CIRES	19.422	99.159	Córdoba	95-10-09	7.5
4	EJCL	IIUNAM	19.423	99.159	Edif. Jalapa	95-10-09	7.5
5	GA62	CIRES	19.439	99.14	Garibaldi	95-10-09	7.5
6	LI58	CIRES	19.426	99.157	Liverpool	95-10-09	7.5
7	PE10	CIRES	19.39	99.132	Plutarco Elías Calles	95-10-09	7.5
8	SP51	CIRES	19.366	99.119	Sector Popular	95-10-09	7.5
9	TL08	CIRES	19.45	99.134	Tlatelolco	95-10-09	7.5

**Tabla 5.1. Registros sísmicos utilizados en este estudio**

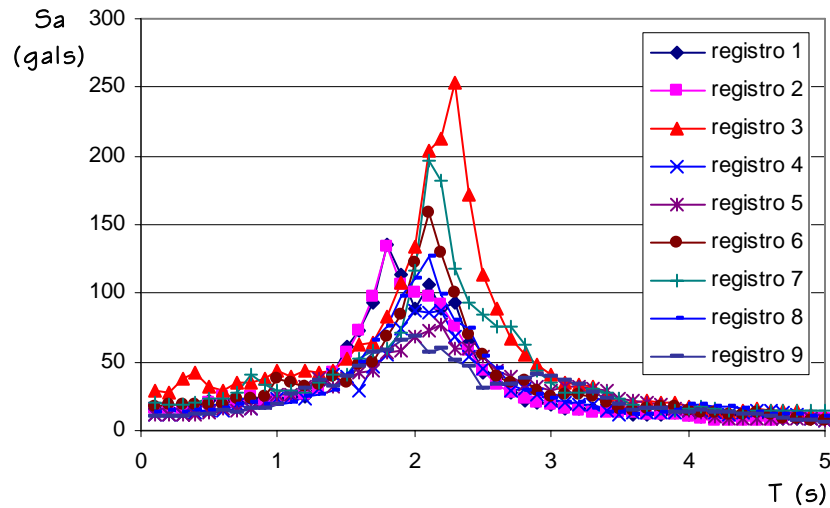


Figura 5.1. Espectros elásticos de los acelerogramas sin escalar

### 5.2 ESCALAMIENTO DE SISMOS

En la actualidad no se cuenta con suficiente número de acelerogramas que representen todos los periodos de retorno de los sismos (Chan, et al, 2005; Shome y Cornell, 1999). Para tomar en cuenta esta escasez de registros se emplean factores de escala asociados a diferentes pseudoaceleraciones. El factor de escala es un valor obtenido para un acelerograma dado y que multiplica a la historia de aceleraciones de un registro, así, la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura a analizar con una intensidad específica se asocia a cierta pseudoaceleración. Estudios han demostrado la eficacia de este criterio de escalamiento (Shome, et al, 1998; Iervolino y Cornell, 2005). El valor del factor de escala puede ser igual o diferente de la unidad.

Para escalar los movimientos sísmicos se utilizaron los correspondientes espectros elásticos para un sistema de un grado de libertad (S1GDL) asociados a cada uno de los acelerogramas. Utilizando el periodo fundamental de la estructura se encontró la pseudoaceleración demandada. El factor de escala es la relación que existe entre la intensidad a escalar y la intensidad demandada. El factor de escala se multiplica por la historia completa de aceleraciones del registro y se obtiene un nuevo espectro elástico. En la fig. 5.2 se muestran los espectros elásticos escalados correspondientes al marco M4Q3 para una intensidad de pseudoaceleración ( $S_a$ ) de 300 gals. El periodo fundamental de vibración estructural del marco es  $T=0.8972$ . Puede observarse en la fig. 5.2 que todos los espectros elásticos coinciden en un punto (periodo fundamental de vibración de la estructura – pseudoaceleración escalada) el cual indica que todos los sismos demandarán el mismo nivel de intensidad  $S_a$ .

En este estudio los movimientos sísmicos se escalaron para intensidades de pseudoaceleración ( $S_a$ ) que van de 100 a 1500 gals, para cada uno de los nueve sismos.

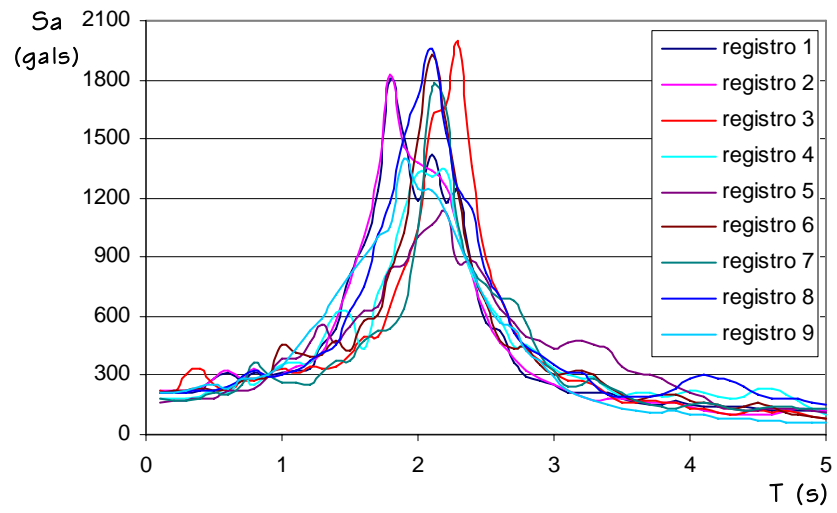


Figura 5.2. Espectros elásticos escalados para  $S_a=300$  gals del marco M4Q2

## CAPÍTULO 6

### CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA LOS EDIFICIOS DE 4, 6, 8 Y 10 NIVELES

En este capítulo se muestra la metodología para obtener las curvas de peligro de demanda que representan una forma para medir el nivel de confiabilidad de una estructura. Estas curvas se pueden obtener utilizando las curvas de peligro de la zona en estudio y las curvas de vulnerabilidad sísmica asociadas a diferentes valores de estado límite. En nuestro caso la medida de daño es la ductilidad global. En este capítulo se muestra la metodología para obtener las curvas de vulnerabilidad sísmica y se muestran las curvas de peligro de demanda estructural relativa a la ductilidad global, asociadas a los edificios de interés.

#### 6.1 ANÁLISIS DINÁMICOS

Con el fin de obtener las respuestas máximas estructurales, los marcos representativos de los edificios fueron sometidos a los nueve sismos mencionados en el capítulo anterior y escalados a intensidades de 100 a 1500 gals. En este estudio se analizan las respuestas correspondientes a las ductilidades globales máximas. Para ello, fue necesario obtener los desplazamientos máximos de azotea demandados por cada sismo escalado a las diferentes intensidades. Estos desplazamientos se dividieron entre los desplazamientos de fluencia ( $\delta_y$ ) correspondientes a cada marco (tabla 4.1) con el fin de obtener las ductilidades globales máximas demandadas. A medida que la intensidad crece provoca que los edificios entren en su comportamiento inelástico y los valores de ductilidad se dispersan para un mismo nivel de intensidad,  $S_a$ . Por otro lado, para valores pequeños de intensidad, en donde las estructuras permanecen elásticas, todos los sismos demandan aproximadamente el mismo nivel de respuesta global, siendo casi nula su dispersión.

Se encontró que la distribución de ductilidades asociada a una misma intensidad se relaciona con una función de distribución lognormal, por lo que se obtuvo la mediana ( $D_\mu$ ) y la desviación del logaritmo natural de la ductilidad global ( $\sigma_{ln}$ ) para cada intensidad  $S_a$  para cada uno de los marcos. Los resultados se muestran en las figs. 6.1 a 6.4.

En las figuras se observa que las medianas crecen a medida que se incrementa la intensidad del sismo. También se observa que el nivel de respuesta disminuye al incrementarse el número de niveles. Esto es, para una misma intensidad se pueden alcanzar mayores ductilidades en edificios de menor altura.

Se puede apreciar también que la respuesta para edificios de 4, 6 y 8 niveles es menor cuando se utiliza  $Q=2$  que cuando se emplea  $Q=3$ . Se puede ver que para el de 10 niveles sucede lo contrario. Esto último se debe en parte a que al utilizar un  $Q=2$  para el diseño de un edificio las deformaciones de fluencia son mayores para una misma rigidez; por lo tanto, las ductilidades son menores para iguales desplazamientos totales. También obedece a que las ordenadas del espectro de energía disipada son mayores para demandas de ductilidad de 3 que para demandas de ductilidad igual a 2, correspondientes a periodos de vibración cercanos al periodo dominante del movimiento del terreno ( $T_s=2s$ ) (Bojórquez, 2006).

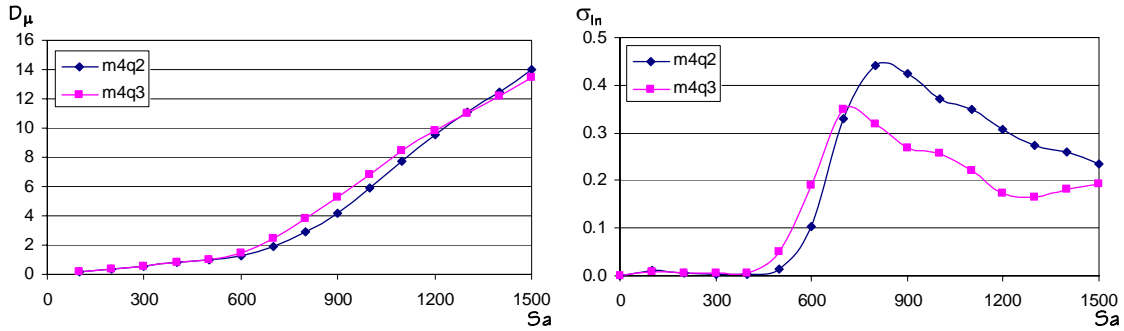


Figura 6.1. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M4Q2 y M4Q3

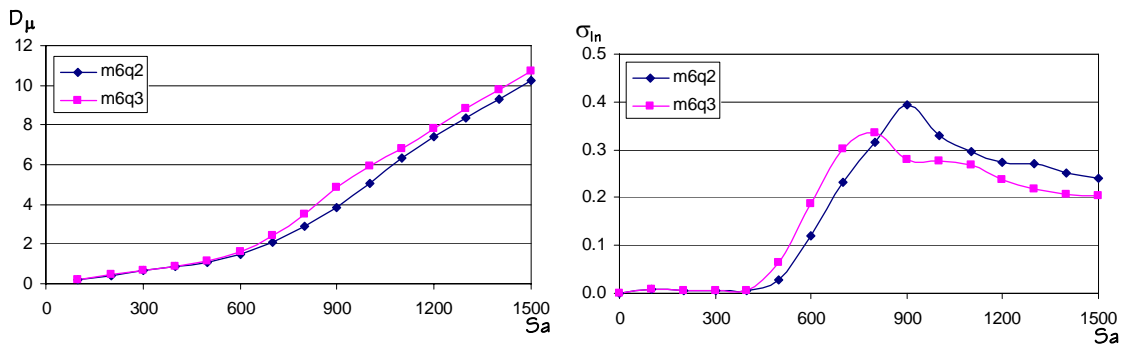


Figura 6.2. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M6Q2 y M6Q3

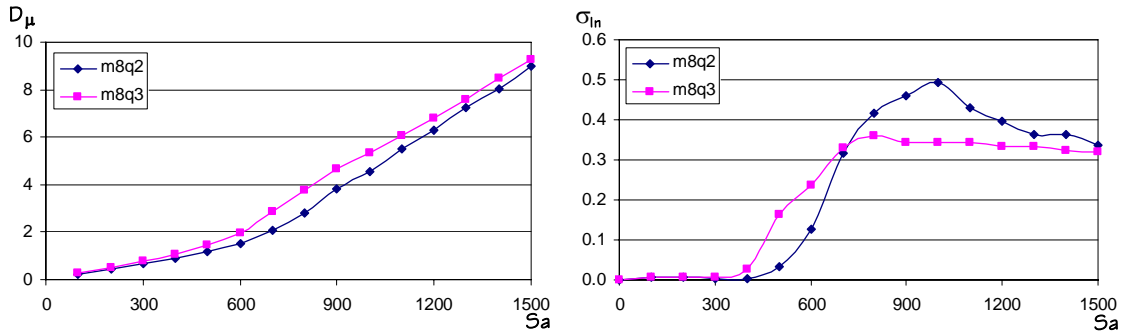


Figura 6.3. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M8Q2 y M8Q3

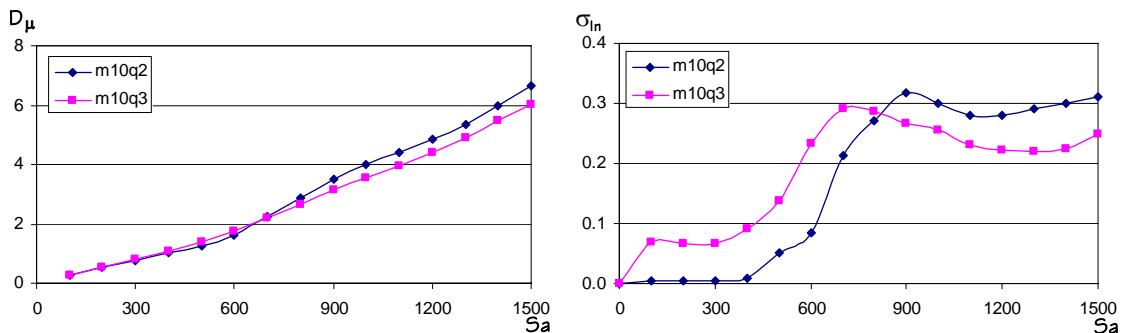
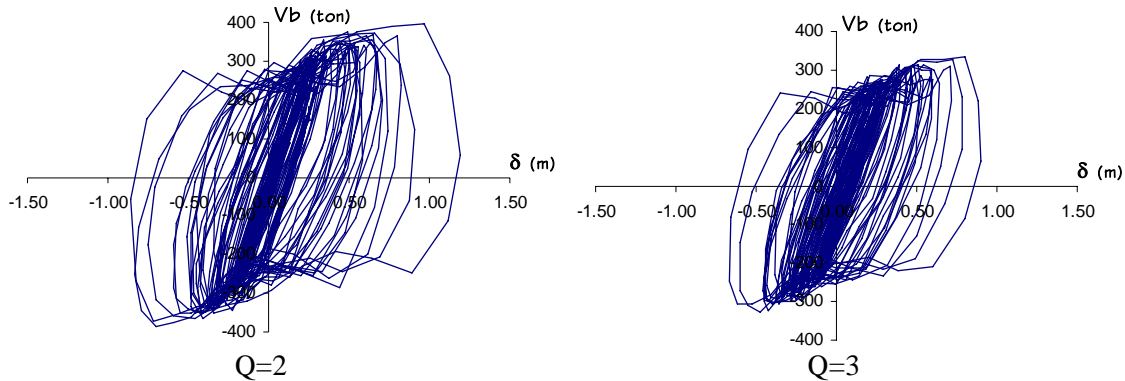


Figura 6.4. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M10Q2 y M10Q3



Se verificó que en el edificio de 10 niveles la respuesta cambia para intensidades mayores que 800 gals siendo ligeramente menor la respuesta en el edificio diseñado con  $Q=3$ . Esto se comprueba en la fig. 6.5 en donde se muestra la respuesta de los marcos M10Q2 Y M10Q3 cuando son sometidos al registro 2 escalado a 1200 gals. Se observa que existe una mayor demanda de desplazamiento en el marco con  $Q=2$  que en el marco con  $Q=3$ .



**Fig. 6.5. Comportamiento histerético de los edificios M10Q y M10Q3 al someterlos al registro 2 escalado a una intensidad de 1200 gals**

Como se dijo anteriormente a medida que la intensidad ( $S_a$ ) crece la dispersión también lo hace. En las gráficas 6.1 a 6.4 (lado derecho) correspondientes a las desviaciones del logaritmo natural ( $\sigma_{ln}$ ) se aprecia que existe un mayor valor para magnitudes pequeñas de intensidad ( $S_a$ ) en los edificios diseñados con  $Q=3$ , pero a partir de intensidades entre 700 y 800 gals se vuelve mayor para los edificios con  $Q=2$ . Con esto se comprueba lo descrito en el párrafo anterior en donde a partir de valores importantes de  $S_a$  la demanda para los edificios con  $Q=3$  disminuye (por lo ocurrido con su periodo) siendo su respuesta con menor dispersión.

### 6.2 CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

La posibilidad de que una estructura experimente daño involucra a los tipos de sismos a los que se verá sujeta y a su capacidad para resistirlos. Debido a que los sismos son eventos que ocurren de manera incierta no pueden ser descritos en forma determinista, por lo que el cálculo de la vulnerabilidad se basa en la teoría de probabilidades.

Una curva de vulnerabilidad sísmica representa la probabilidad condicional de que las respuestas en una estructura excedan ciertos valores de estados límites considerados cuando éstas se someten a un conjunto de sismos de cierta intensidad.

En este estudio la respuesta considerada es la demanda de ductilidad global. Se propusieron valores de estado límite de ductilidad que van de 1 a 8. Suponiendo que la ductilidad global tiene una distribución lognormal se evaluó la probabilidad de exceder cada una de estos valores de ductilidades. Esto corresponde al área bajo la curva de la distribución lognormal asociada a cada nivel de intensidad, y que excede el valor de cierto valor de ductilidad. Así, se obtiene un conjunto de puntos que definen la probabilidad de que la estructura exceda cierto nivel de respuesta, para una intensidad sísmica  $S_a$ , la cual puede escribirse como:

$$P(\mu_{\max} \geq \mu_g | Sa) \tag{6.1}$$

Posteriormente se une el conjunto de puntos que resultan de la probabilidad de exceder los niveles de intensidad Sa ya mencionados, y se ajusta a una expresión siguiendo el formato de la ecuación 6.2.

$$P(\mu_{\max} \geq \mu | Sa) = 1 - 0.1 \left( \frac{Sa/g}{a} \right)^b \tag{6.2}$$

Las figs. 6.6 a 6.9 muestran las curvas de vulnerabilidad para los ocho marcos analizados. En ellas puede apreciarse que a medida que crece el número de niveles, la separación entre las curvas de vulnerabilidad, que representan las ductilidades límite que van de 1 a 8 también se incrementa. Esto se debe a que la capacidad de los edificios crece a medida que lo hace la altura, ya que en edificios con un grado de hiperestaticidad grande, que es el caso de edificios altos, existe una mejor redistribución de esfuerzos y menor concentración de daño (Bojórquez, et al, 2005). Por lo tanto, la probabilidad de exceder cierta ductilidad ( $\mu$ ) para niveles grandes de pseudoaceleración (Sa) en un edificio de 4 niveles es mayor que en uno de 10 niveles. Por ejemplo, la probabilidad de exceder una ductilidad con valor de 4 dada una intensidad Sa con magnitud de 900 gals, en los 8 edificios se muestra en la tabla 6.1. También puede observarse que la probabilidad de exceder esa ductilidad difiere para edificios de la misma altura pero diseñados con otro valor de Q. Esto es debido a que los edificios diseñados con un valor mayor, por ejemplo Q=3, son capaces de desarrollar mayor ductilidad provocando que exista una mayor probabilidad de que se presente una ductilidad  $\mu=4$ , en este caso, comparado con un edificio diseñado utilizando Q=2, en donde ambos estén asociados a un mismo nivel de intensidad Sa (ver tabla 6.1).

Marco	$P(\mu_{\max} > 4   900)$
M4Q2	0.53
M4Q3	0.87
M6Q2	0.43
M6Q3	0.75
M8Q2	0.38
M8Q3	0.62
M10Q2	0.29
M10Q3	0.18

**Tabla 6.1. Probabilidad de exceder una ductilidad de 4 con un nivel de intensidad de 900 gals**

### 6.3 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Una curva de peligro sísmico representa la tasa anual de excedencia de cierta intensidad para un sistema de un grado de libertad, con un cierto nivel de amortiguamiento y valor de ductilidad. Estas curvas son producto de un análisis estadístico y probabilístico de la sismisidad de un lugar (Alamilla, 2002).

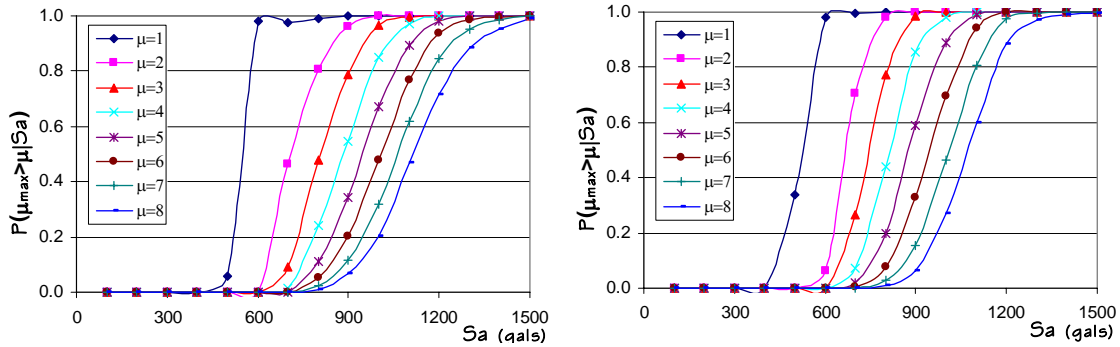


Figura 6.6. Curvas de vulnerabilidad sísmica para los marcos M4Q2 y M4Q3

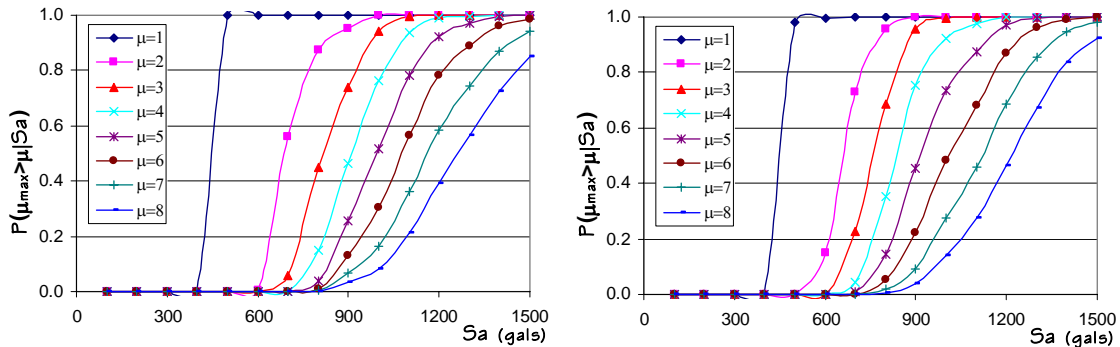


Figura 6.7. Curvas de vulnerabilidad sísmica para los marcos M6Q2 y M6Q3

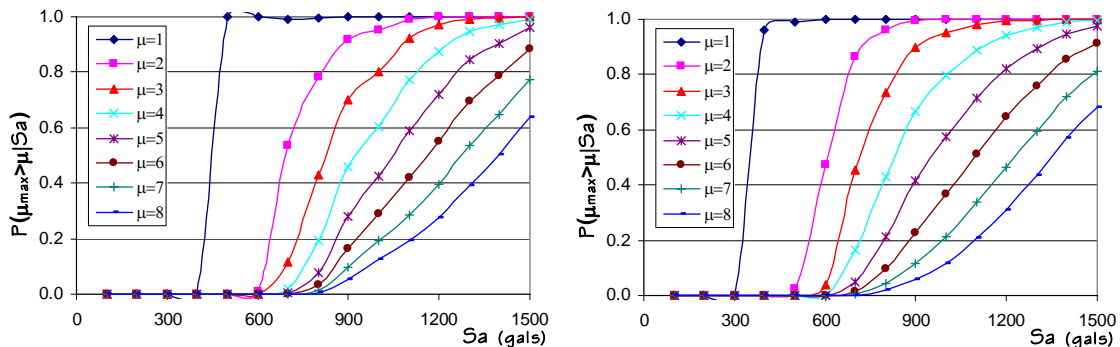


Figura 6.8. Curvas de vulnerabilidad sísmica para los marcos M8Q2 y M8Q3

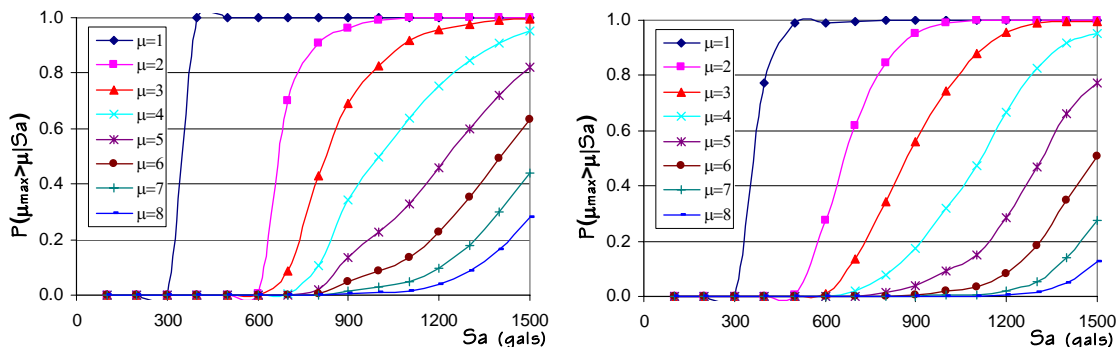
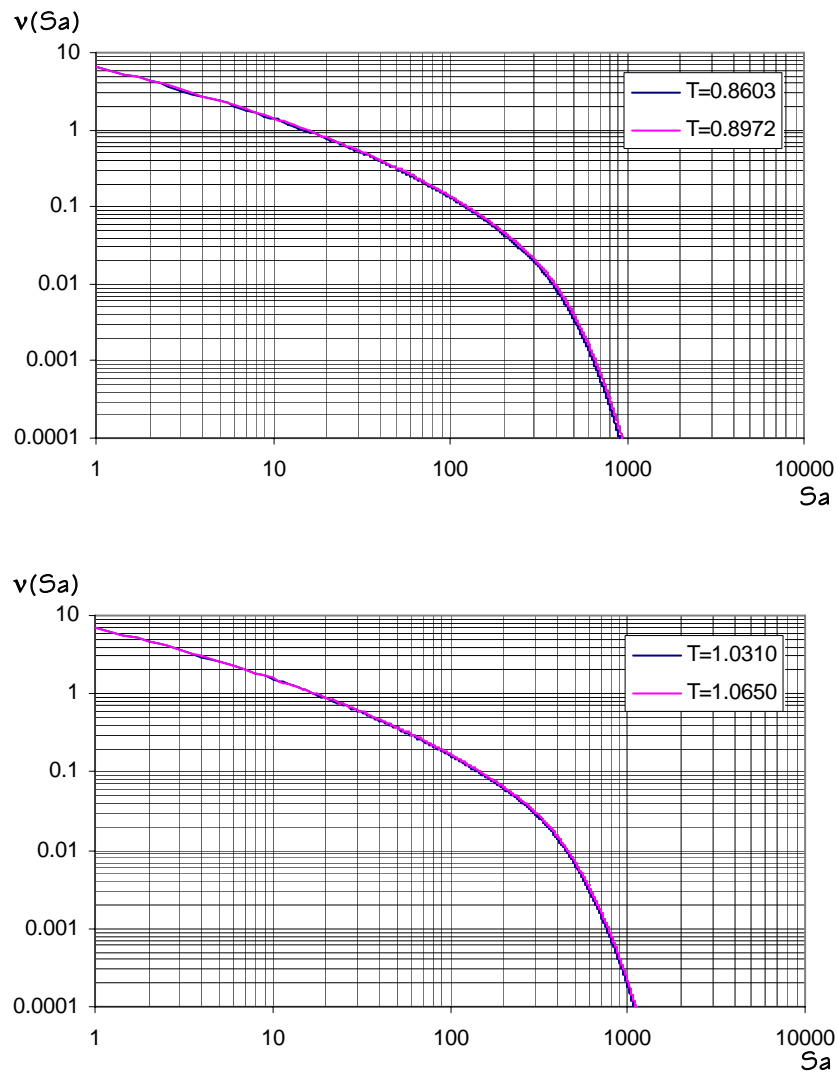


Figura 6.9. Curvas de vulnerabilidad sísmica para los marcos M10Q2 y M10Q3

## Capítulo 6 Curvas de Peligro de Demanda para los Edificios de 4, 6, 8 y 10 Niveles

En este estudio se utilizaron curvas de peligro sísmico para los periodos de los marcos (tabla 4.1) y para un nivel de amortiguamiento ( $\xi$ ) con valor de 3 por ciento del amortiguamiento crítico. En las figs. 6.10 y 6.11 se muestran las curvas de peligro utilizadas. Estas curvas indican la relación entre el valor de tasa media anual de excedencia ( $v$ ) para que en promedio se exceda cierto valor de pseudoaceleración.



**Figura 6.10. Curvas de peligro correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los marcos de 4 y 6 niveles**

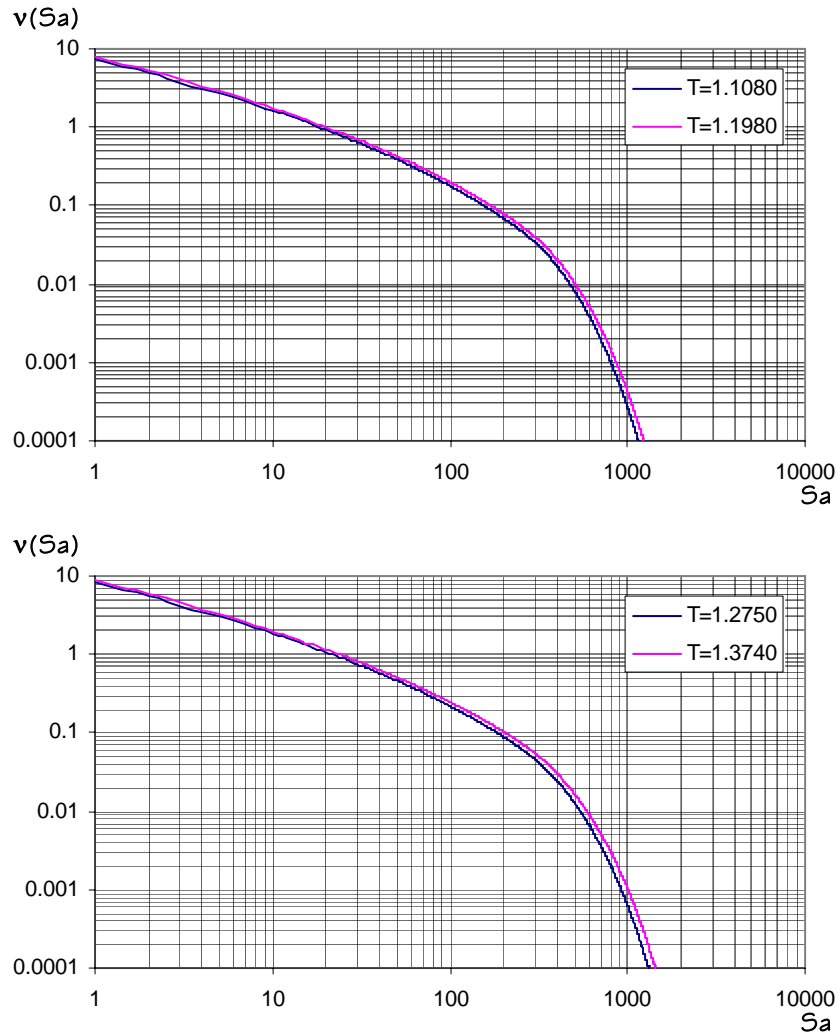


Figura 6.11. Curvas de peligro correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de los marcos de 8 y 10 niveles

Puede observarse que, para los movimientos sísmicos utilizados, a medida que el periodo  $T$  crece la probabilidad de que se exceda cierto nivel de intensidad  $Sa$  también crece. La tabla 6.2 muestra que, para este caso, crece la intensidad esperada al incrementarse el periodo de la estructura como consecuencia de la forma de los espectros.

Marco	$T$ (seg)	$T_R$ (años)	$v(Sa)$	$Sa$ (gals)
M4Q2	0.8603	100	0.01	378
M4Q3	0.8972	100	0.01	392
M6Q2	1.0310	100	0.01	448
M6Q3	1.0650	100	0.01	459
M8Q2	1.1080	100	0.01	474
M8Q3	1.1980	100	0.01	508
M10Q2	1.2750	100	0.01	541
M10Q3	1.3740	100	0.01	590

Tabla 6.2. Seudoaceleraciones esperadas en 100 años

**6.4 CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL**

A diferencia de una curva de peligro sísmico, la curva de peligro de demanda describe la tasa media anual de excedencia de un estado límite considerado para una estructura con un cierto nivel de amortiguamiento y factor de ductilidad.

La curva de peligro de demanda para cada uno de los ocho marcos se obtuvo utilizando la ecuación 6.3.

$$v_{\mu_{\max}}(\mu) = \int \left| \frac{dv(Sa)}{dSa} \right| P(\mu_{\max} > \mu | Sa) dSa \tag{6.3}$$

donde:

- $\mu_{\max}$  representa el parámetro considerado (ductilidad global máxima).
- $v_{\mu_{\max}}(\mu)$  es el número de veces por año que se excede la ductilidad  $\mu$ .
- $Sa$  es la pseudoaceleración.
- $v(Sa)$  es el número de veces por año que ocurre una intensidad mayor que  $Sa$ . Representa la curva de peligro sísmico del sitio de interés.
- $P(\mu_{\max} > \mu | Sa)$  es la probabilidad de que el valor  $\mu_{\max}$  en una estructura exceda  $\mu$ , para una intensidad dada. Representa la curva de vulnerabilidad.

Al realizar la sumatoria del producto de la pendiente de la curva de peligro sísmico del marco analizado y su probabilidad de exceder cierta ductilidad que representa a ese marco (esto para todos los valores de pseudoaceleración  $Sa$ ) se encuentra un punto que representa el número de veces por año que se excedería esa ductilidad, o bien, se puede encontrar el periodo de retorno ( $T_R$ ) con el que se presentaría esa ductilidad. Al unir los ocho puntos correspondientes de las ocho ductilidades utilizadas como estados límites, se obtiene la curva de peligro de demanda para cada uno de los marcos utilizados. Mediante esta curva es posible evaluar la confiabilidad del edificio de interés. En la fig. 6.12 se muestran las curvas de peligro de demanda correspondiente a cada marco.

En la tabla 6.3 puede observarse que a medida que crece el número de niveles y el periodo fundamental de vibración estructural, el periodo de retorno ( $T_R$ ) disminuye, esto significa, que puede presentarse una ductilidad de 2 con mayor frecuencia en un edificio de 10 niveles que en uno de 4 niveles. Esto se debe principalmente a que las curvas de peligro sísmico para una misma tasa de excedencia (tabla 6.2) demandan mayores intensidades en edificios de mayor altura y periodo de vibración, y que al realizar el producto con la curva de vulnerabilidad (ecuación 6.3) dan como resultado que los edificios altos tengan un menor nivel de confiabilidad para una misma demanda de ductilidad.

De igual forma existe para los edificios diseñados con  $Q=3$  una mayor probabilidad de que se exceda cierta ductilidad lo que ocasiona que la tasa anual de excedencia ( $v$ ) sea mayor que para un edificio diseñado con  $Q=2$  (excepto en el edificio de 10 pisos y demandas altas de ductilidad) (ver fig. 6.13).

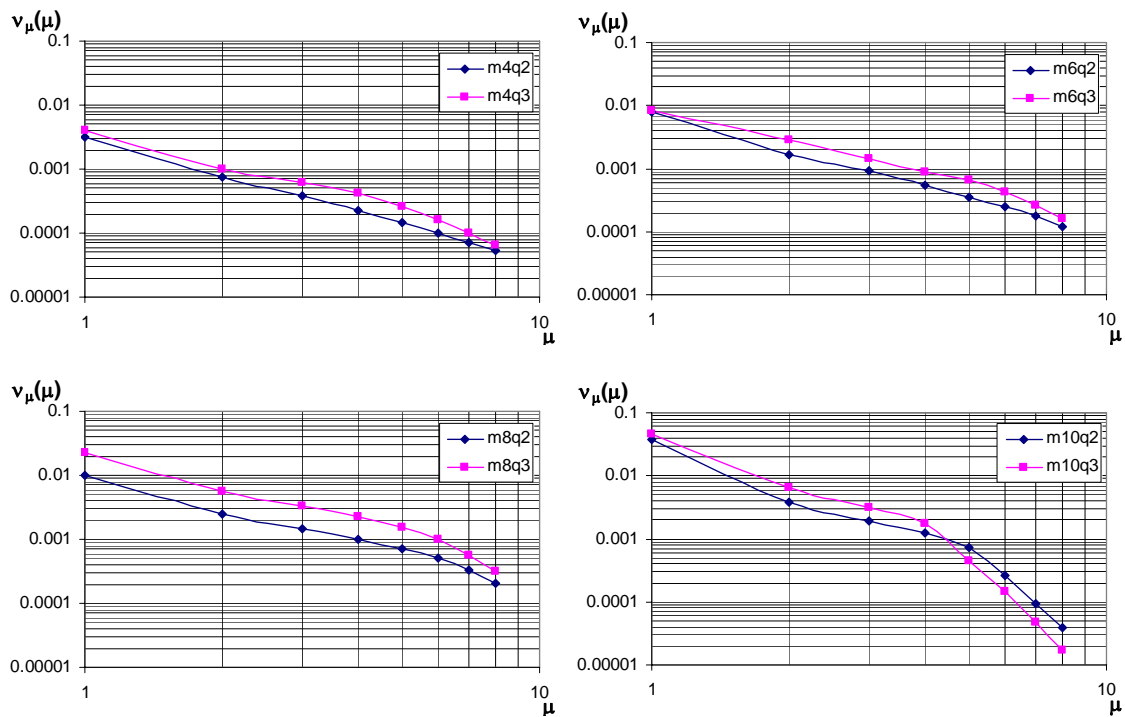


Figura 6.12. Curvas de peligro de demanda de los marcos analizados

Marco	T (seg)	$\mu$	$v_{\mu}(\mu)$	$T_R (\mu)$
M4Q2	0.8603	2	0.00075	1332.0
M4Q3	0.8972	2	0.00098	1020.1
M6Q2	1.0310	2	0.00167	598.8
M6Q3	1.0650	2	0.00281	355.5
M8Q2	1.1080	2	0.00249	401.6
M8Q3	1.1980	2	0.00550	181.8
M10Q2	1.2750	2	0.00387	258.2
M10Q3	1.3740	2	0.00644	155.3

Tabla 6.3. Tasa anual de excedencia y periodo de retorno correspondientes a una ductilidad  $\mu=2$

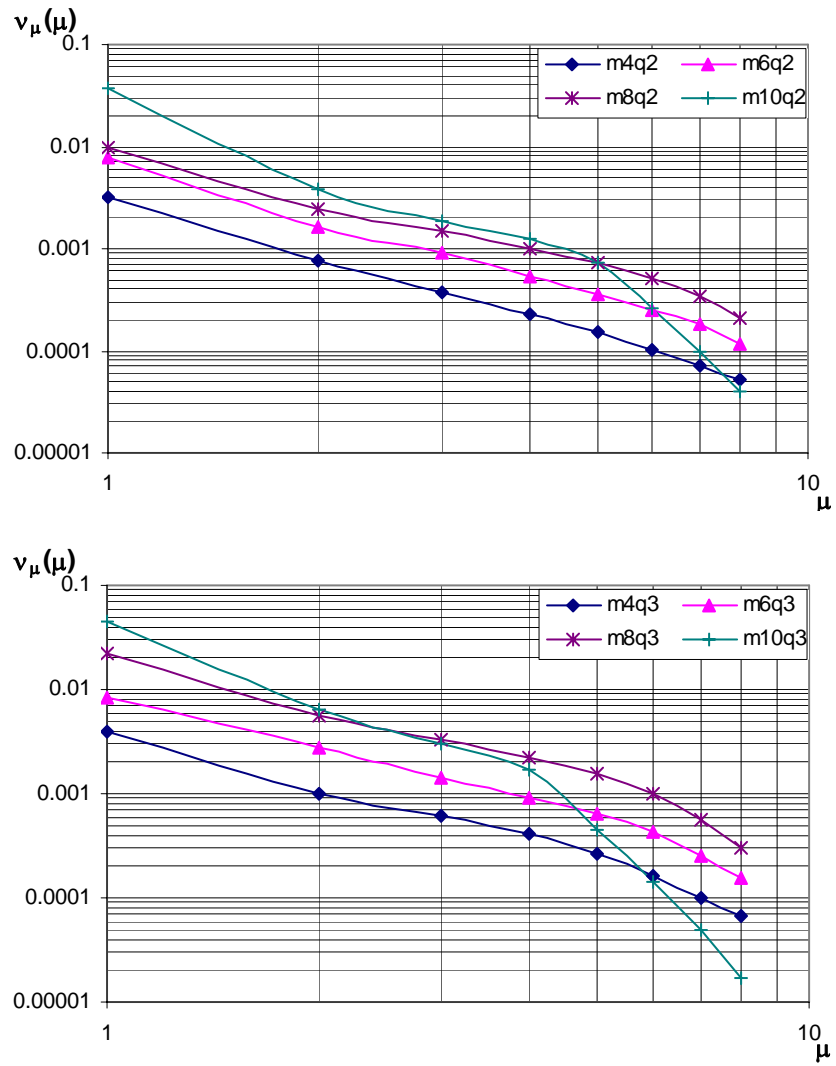


Figura 6.13. Curvas de peligro de demanda de los marcos diseñados con  $Q=2$  y  $Q=3$



# CAPÍTULO 7

## CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA S1GDL EQUIVALENTES

El utilizar modelos simplificados como modelos de partida para la obtención de espectros de diseño puede dar lugar a resultados razonables especialmente cuando se asocian a niveles de confiabilidad uniformes. En este capítulo se encontraron para una tasa anual de falla, las ductilidades globales de excedencia de los edificios diseñados (capítulo 4) y los de S1GDL equivalentes (S1GDLE) los cuales se caracterizan por tener las mismas propiedades mecánicas de los edificios de MGD (coeficiente sísmico a la fluencia  $C_y$ , periodo fundamental de vibración  $T$  y porcentaje del amortiguamiento crítico  $\xi$ ).

### 7.1 CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA

En la fig. 7.1 se muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad de los S1GDLE. Puede observarse que, al igual que la respuesta de los marcos de MGD, la respuesta de los S1GDLE correspondientes a marcos con el mismo número de niveles es mayor para una misma tasa de falla cuando los sistemas corresponden a marcos diseñados con  $Q=3$ . Esto se asocia a lo descrito en el capítulo anterior en donde se mencionó que la probabilidad de que se presente cierto valor de ductilidad es mayor en un sistema asociado a  $Q=3$  que en uno con  $Q=2$ .

El procedimiento para obtener las curvas de peligro de demanda de ductilidad global asociadas a SMGD se describió en el capítulo anterior. Para ello se utilizaron las curvas de peligro sísmico de las figs. 6.10 y 6.11 que representan el peligro del sitio en estudio y se hizo uso del programa EBMENERGIA (2003). Por tal motivo, los valores que cambiaron para este procedimiento de análisis (respecto al de SMGD) fueron las magnitudes de ductilidad al someter los S1GDLE a los nueve registros escalados (tabla 5.1), pues se observó que los desplazamientos de fluencia ( $\delta_y$ ) de los S1GDLE eran menores respecto a los mostrados en la tabla 4.1. Esto se debe a que en los S1GDLE el punto de fluencia del sistema se asocia al punto en donde se termina su comportamiento elástico mientras en los SMGD el punto de fluencia del sistema es aquel que representa la fluencia de cierto número de elementos para que su comportamiento se defina como no lineal (fig. 4.2). Así, mientras menor grado de hiperestaticidad tenga la estructura su comportamiento tiende a ser como el de su S1GDLE y por lo tanto, las ductilidades son semejantes.

Por otro lado, la tasa de excedencia  $v_\mu(\mu)$  es mayor en un sistema asociado a un edificio de 10 niveles que a uno de 4. Esto último puede comprobarse mediante la tabla 7.1 en donde se relaciona la  $v_\mu(\mu)$  con su respectivo  $T_R$  para cada uno de los S1GDLE y asociados a una ductilidad  $\mu=2$ . Puede compararse con la tabla 6.3 y observar que la respuesta es mayor en los S1GDLE. Por ejemplo para el marco M6Q3 le corresponde  $T_R=355.5$  años, mientras que para S1M6Q3, le corresponde un  $T_R=267.1$  años. Esto es, que para cierta tasa de falla  $v_\mu(\mu)$  la demanda tendría que ser mayor en un edificio para igualar su respuesta a la de su S1GDLE. Es importante relacionar las respuestas de los SMGD

con su respectivo S1GDLE si es que de alguna manera se quiere partir de un modelo simplificado para obtener elementos que ayuden en el diseño.

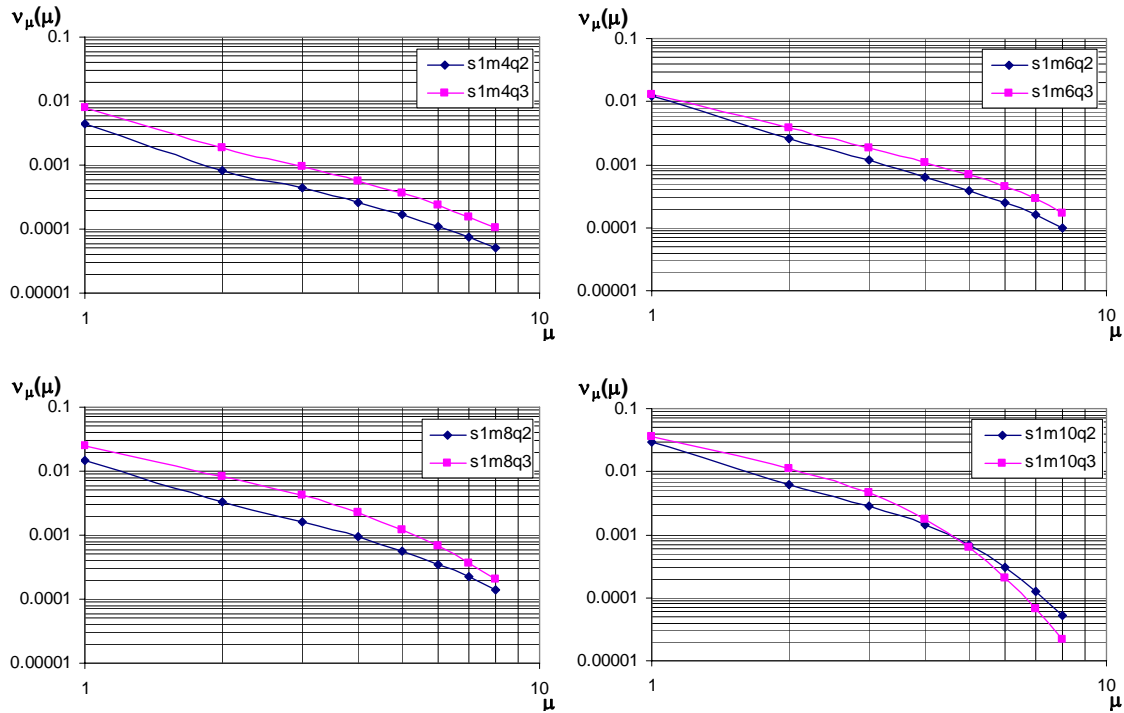


Figura 7.1. Curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos analizados

Marco	T (seg)	$\mu$	$v_{\mu}(\mu)$	$T_R(\mu)$
M4Q2	0.8603	2	0.00084	1186.6
M4Q3	0.8972	2	0.00183	545.9
M6Q2	1.0310	2	0.00255	392.4
M6Q3	1.0650	2	0.00374	267.1
M8Q2	1.1080	2	0.00328	305.2
M8Q3	1.1980	2	0.00833	120.1
M10Q2	1.2750	2	0.00635	157.4
M10Q3	1.3740	2	0.01090	91.7

Tabla 7.1. Tasa anual de excedencia y periodo de retorno para una ductilidad  $\mu=2$  de los S1GDL

De la fig. 7.2 a 7.5 se muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad de los ocho marcos que representan a los edificios diseñados, además, se muestran las curvas de peligro de demanda de los S1GDLE. Puede observarse que la respuesta de los S1GDLE es mayor que la del marco y que además la respuesta disminuye conforme aumenta el número de niveles.

### 7.2 FACTOR DE TRANSFORMACIÓN

Se han desarrollado estudios para la obtención de factores de transformación que relacionen las repuestas máximas entre marco estructurales y S1GDLE en términos de distorsiones máximas de entrepiso y desplazamientos máximos (Bojórquez, et al, 2005) para un mismo nivel de tasa anual de excedencia.

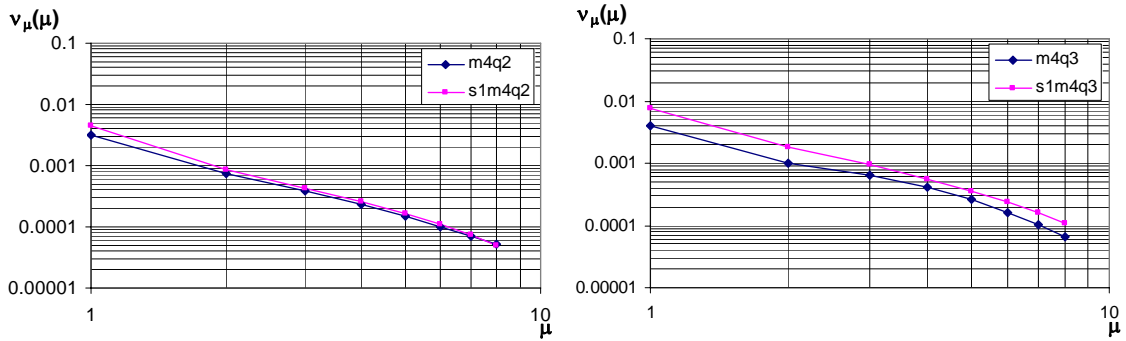


Figura 7.2. Curva de peligro de demanda de los marcos de 4 niveles y de sus respectivos S1GDLE

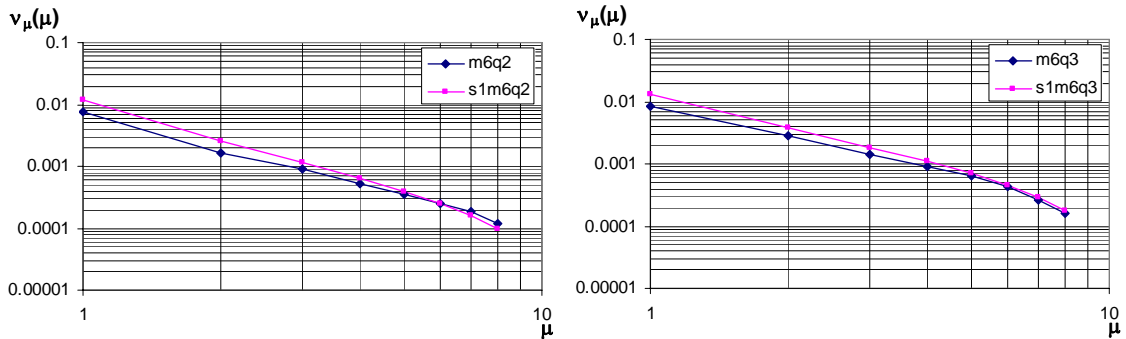


Figura 7.3. Curva de peligro de demanda de los marcos de 6 niveles y de sus respectivos S1GDLE

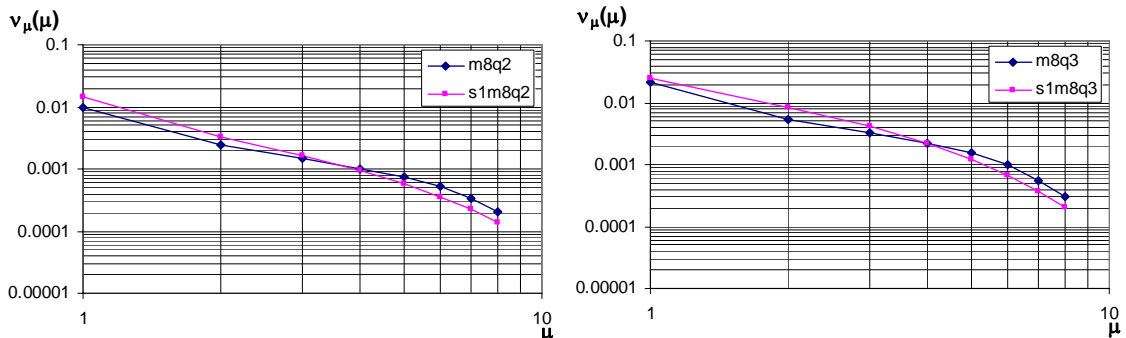


Figura 7.4. Curva de peligro de demanda de los marcos de 8 niveles y de sus respectivos S1GDLE

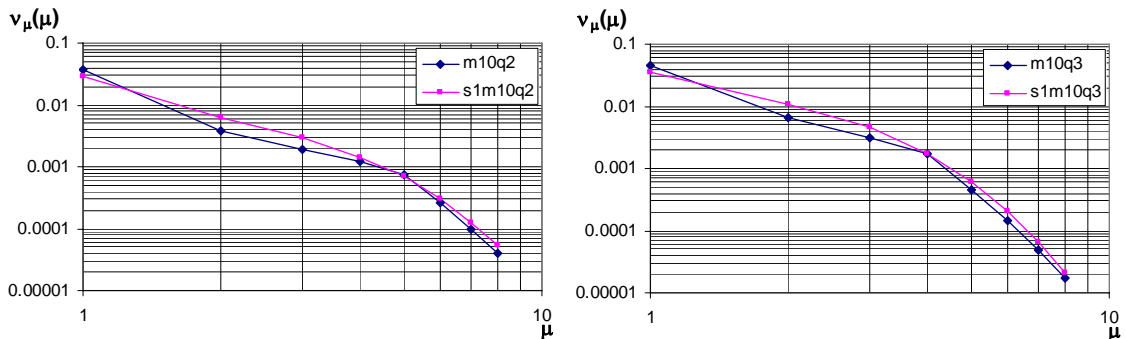


Figura 7.5. Curva de peligro de demanda de los marcos de 10 niveles y de sus respectivos S1GDLE

Sin embargo no se han obtenido factores que relacionen las respuestas en términos de ductilidades para un mismo nivel de tasa anual de excedencia, por tal motivo en este estudio se obtienen factores de transformación ( $FT_{\mu}$ ) que relacionan la ductilidad global de la estructura ( $\mu_g$ ) y la ductilidad del S1GDLE ( $\mu_1$ ) asociados a la misma tasa de excedencia  $v_{\mu}(\mu)$ .

En la fig. 7.6 se muestran los  $FT_{\mu}$  asociados a diferentes niveles de  $v_{\mu}(\mu)$ . Es claro que la mayor dispersión ocurre para niveles de  $v_{\mu}(\mu)$  menores a 0.001 en donde tanto lo marcos como los S1GDLE tienen un comportamiento inelástico importante provocando que la respuesta relacionada entre ellos a esos niveles sea diferente de la unidad debido a que en los S1GDLE no existe redistribución de esfuerzos lo que provoca que su respuesta sea mayor, y por ende, la relación entre la repuesta del marco y su S1GDLE crece.

Para tener un  $FT_{\mu}$  que represente la relación entre las respuestas de los edificios estudiados y sus respectivos S1GDLE se obtuvo el valor medio de los valores mostrados en la fig. 7.6, llegando a lo siguiente:

$$FT_{\mu} = 0.912 \tag{7.1}$$

La ecuación 7.1 indica que la respuesta a ductilidades máximas de azotea de los edificios estudiados es aproximadamente igual a 91.2% de la respuesta de sus respectivos S1GDLE.

La fig. 7.7 muestra la desviación estándar de los  $FT_{\mu}$  relacionados a los niveles de  $v_{\mu}(\mu)$ . Se observa que el valor de la desviación es muy cercano a 0.1. Además, se observa que el menor valor de dispersión ocurre para valores mayores que  $v_{\mu}(\mu)=0.001$  debido a que en la mayoría de los casos estudiados se encuentran en su comportamiento elástico provocando que las respuestas entre los marcos y sus respectivos S1GDLE sean similares.

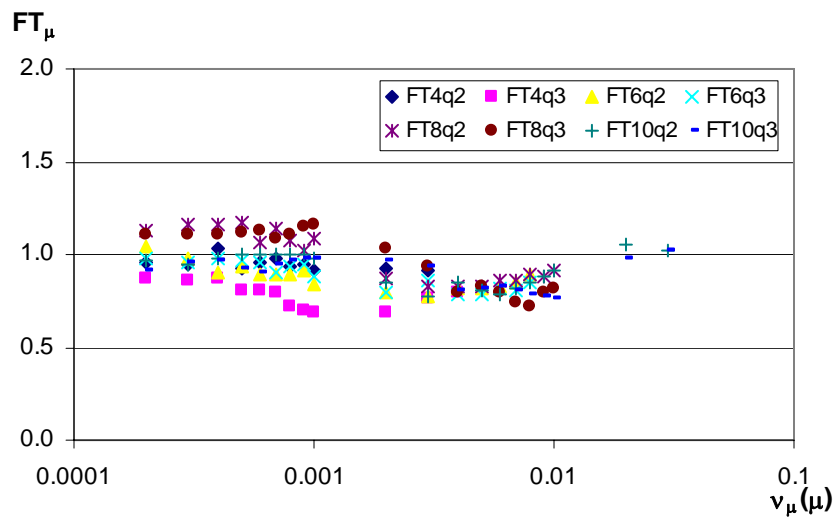


Figura 7.6. Factores de transformación (FT) asociados a distintas tasas de excedencia  $v_{\mu}(\mu)$

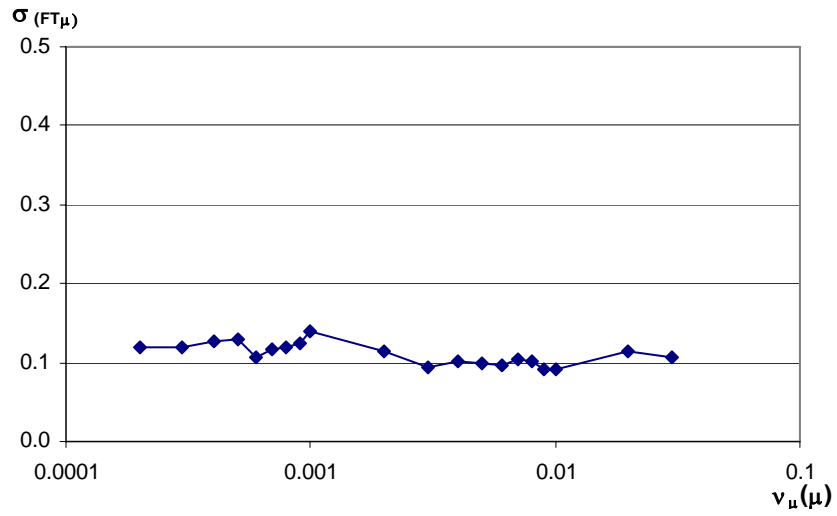


Figura 7.7. Desviación estándar de los  $FT_\mu$  asociados a distintas tasas de excedencia  $\nu_\mu(\mu)$

# CAPÍTULO 8

## EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO

Como se ha mencionado en este estudio, el utilizar modelos simplificados para obtener respuestas o evaluar el comportamiento de un edificio ante alguna excitación sísmica reduce el tiempo de análisis. Por eso en este capítulo se pretende asociar la capacidad cíclica de marcos de acero definida por la ecuación 4.2 con un S1GDL.

### 8.1 CAPACIDAD CÍCLICA DE S1GDL

La ecuación que se propone a continuación define la capacidad cíclica de S1GDL que es representativa de la capacidad cíclica de los edificios mencionados en el capítulo 4. Para definir esta expresión se partió de la ecuación 4.2 que representa la capacidad cíclica de los marcos de acero utilizados aquí. En este estudio la demanda de ductilidad ( $\mu$ ) ha sido la variable que relaciona la respuesta de los marcos con sus respectivos S1GDL (ecuación 7.2). La ecuación propuesta en este capítulo se mantiene en función del periodo fundamental de vibración ( $T$ ) ya que éste es representativo de ambos sistemas (MGDL Y S1GDL). De esta manera, la ductilidad global ( $\mu_g$ ) fue la variable que se sustituyó por la relación que existe entre ésta y la ductilidad del S1GDL ( $\mu_1$ ) definida en el capítulo anterior. Así se tiene la ecuación que define la capacidad cíclica de S1GDL, la cual se expresa como sigue:

$$N_{sc1} = \frac{942.61 - 377.41T}{(0.912\mu_1)^{2.48}} \quad (8.1)$$

donde:  $N_{sc1}$  es el número de semiciclos que es capaz de soportar el S1GDL.

Si se compara la ecuación 8.1 con la ecuación 4.2 puede observarse que para un mismo valor de ductilidad la capacidad de los S1GDL es mayor que la de los marcos. Esto puede verse directamente en la fig. 8.1 en donde se muestra la capacidad cíclica del marco M6Q2 y la capacidad cíclica de su respectivo S1GDLE, representados por las ecuaciones 4.2 y 8.1, respectivamente. Si se observa la fig. 8.1 puede apreciarse que existe una relación constante entre ambas capacidades debido a que las curvas son paralelas.

Dividiendo la ec. 4.2 entre la 8.1 se obtiene la expresión 8.2 que define la relación entre ambas capacidades.

$$N_{scM} = 0.796N_{sc1} \quad (8.2)$$

donde:  $N_{scM}$  es el número de semiciclos que es capaz de soportar la estructura.

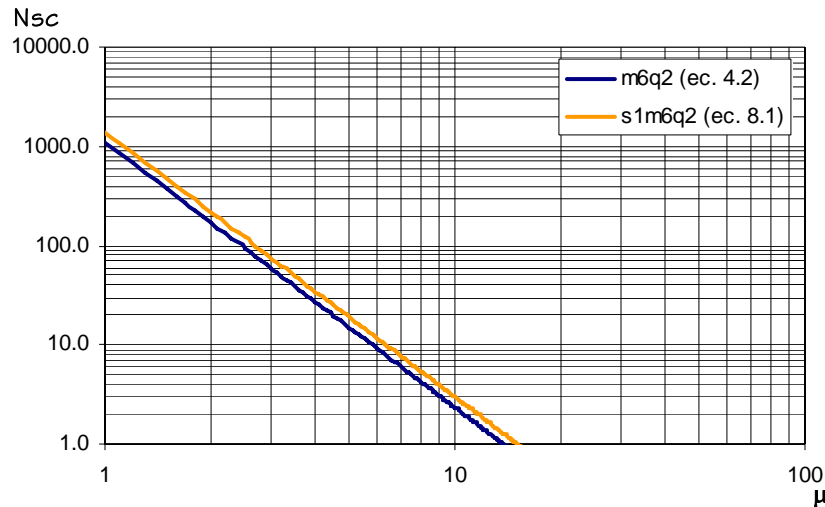


Figura 8.1 Representación gráfica de las ecuaciones 4.2 y 8.1 para el M6Q2

### 8.2 ÍNDICE DE DAÑO

Para evaluar el índice de daño ( $I_D$ ) de una estructura (utilizando el índice de acumulación lineal del daño) al ser sometida a una excitación sísmica, bastará con someter su respectivo SIGDL equivalente a dicho movimiento sísmico y encontrar la historia de ductilidades a lo largo del evento, para posteriormente, utilizarla en la ecuación 8.1 junto con su periodo fundamental de vibración ( $T$ ) y así, poder obtener la capacidad cíclica asociada a cada una de esas ductilidades demandadas durante la historia del sismo. Para obtener el índice de daño ( $I_D$ ) basta con realizar la sumatoria de la relación que existe entre la demanda de semiciclos asociados a cada valor de ductilidad (durante la historia de ductilidades) con la capacidad de la estructura asociados a ese mismo valor de ductilidad como lo muestra la ecuación 8.3. Se supone que el sistema falla cuando el índice de daño ( $I_D$ ) es mayor o igual a la unidad.

$$I_D = \sum \frac{N_{scD}}{N_{sc1}} \tag{8.3}$$

donde:  $N_{scD}$  es el número de semiciclos demandados a la estructura.

---

---

# CONCLUSIONES

## **SOBRE EL DISEÑO DE LOS EDIFICIOS**

Durante el diseño de los edificios de 4, 6, 8 y 10 niveles pudo constatarse que la diferencia al diseñar un edificio utilizando un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) con valor de 2 ó 3 no es muy significativa cuando dicha diferencia se asocia al peso del acero necesario para su construcción. La tabla 2.16 muestra que las diferencias son muy pequeñas y que oscilan entre valores de 4 y 6% que dentro del ámbito profesional no es de mucha trascendencia.

Se observó que plantear una buena estructuración y realizar un buen diseño garantiza que el daño que sufre una estructura se concentra en niveles consecutivos o cercanos y que además, el daño de cada uno de los elementos que conforman cada nivel es prácticamente el mismo, garantizando con esto que no existan concentraciones significativas de esfuerzos, y por lo tanto, daño en zonas específicas. Además en edificios con mayor altura existe una mejor distribución de esfuerzos provocando que el daño aparezca en zonas conformadas por un mayor número de entresijos respecto a un edificio de menor altura (ver fig. 4.4).

## **SOBRE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL**

La capacidad cíclica de edificios con el mismo número de niveles pero distinto valor de  $Q$  difiere significativamente para demandas de ductilidad global ( $\mu_g$ ) menores que dos, mientras que para valores mayores la capacidad tiende a ser la misma. En cambio, al incrementarse el número de niveles de un edificio, disminuye su capacidad cíclica cuando se le demanda cierta  $\mu_g$ . Lo anterior puede comprobarse mediante la ecuación 4.2 propuesta en este estudio. En esta se observa que al incrementar el periodo ( $T$ ) el numerador de la expresión disminuye, dando como resultado un menor número de semiciclos que es capaz de resistir la estructura.

## **SOBRE LA CONFIABILIDAD DE LOS EDIFICIOS**

La tasa anual de excedencia de cierto valor de ductilidad global para los edificios de 4 niveles es menor que la correspondiente a edificios de 10 niveles. Esto se debe a que estos últimos presentan más marcadamente el fenómeno de “ablandamiento” estructural que ocurre en estructuras que cuentan con un periodo fundamental de vibración a la izquierda del periodo espectral dominante.

El valor de tasa anual de excedencia de ductilidades globales iguales a 2, correspondiente al edificio de cuatro niveles diseñado con  $Q = 3$  es de 0.00098, mientras que para el de 10 niveles es de 0.00644. Es decir, la tasa anual de excedencia para el edificio de 10 niveles es casi 6.5 veces mayor que el de cuatro niveles.

Por otro lado la tasa anual de excedencia de cierto valor de ductilidad global para los edificios diseñados con un factor de comportamiento  $Q = 2$  es menor que si estos se diseñan con  $Q = 3$ ; sin embargo esto no ocurre así para los edificios de 10 niveles sometidos a intensidades muy altas (correspondientes a valores de demanda de ductilidad mayores que aproximadamente 5).



### **SOBRE LOS SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTES**

Es una realidad que el uso de modelos simplificados para representar estructuras reales es una herramienta muy útil pero a la vez puede dar lugar a errores si no se usa de manera adecuada o se relacionan ambos sistemas bajo niveles aceptables de confiabilidad. En el presente estudio se obtuvo la confiabilidad en función de demanda de ductilidad global tanto de los ocho edificios diseñados como de sus respectivos S1GDL equivalentes. Al correlacionar las capacidades de los edificios bajo los mismos niveles de confiabilidad con la de sus respectivos S1GDLE pudo observarse que la capacidad es mayor promedio en los S1GDL.

### **SOBRE LA CAPACIDAD CÍCLICA DE LOS SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTES**

Si se evaluara la capacidad cíclica de una estructura basándose en sistemas simplificados es claro que se estaría sobreestimando la capacidad de la estructura como lo muestra la ecuación 8.2. Debido a lo anterior es muy importante tomar en cuenta la relación entre las capacidades o respuestas de los SMGDL y sus respectivos S1GDL asociados al mismo nivel de confiabilidad.

Cabe mencionar que los resultados de este estudio son aplicables a edificios de acero regulares en donde su comportamiento dinámico esté regido por el primer modo de vibrar y que además su periodo fundamental de vibración se encuentre entre los periodos de los edificios analizados en este estudio.

---

---

# REFERENCIAS

AISC (1999), “LRFD design specification for structural steel buildings”, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.

Alamilla J (2001), “Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas”, *Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería*, DEPI-UNAM.

Bernuzzi C, Calado L y Castiglioni C A, “Ductility and load carrying capacity predictions of steel beam-to-column connections under cycling reversal loading”, *Journal of the Earthquake Engineering 1997*, Vol. 1 No. 2.

Bojórquez E (2003), “EBMENERGIA”, *Programa de análisis dinámico de SIGDL*.

Bojórquez E, Ruiz S, Esteva L. “Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes SIGL con probabilidades de falla similares”, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD)*, Ciudad de México 2005.

Bojórquez E (2006), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios usando conceptos de energía”, *Tesis doctoral en proceso*.

Bruneau, M, Ch-M Uang y A Whittaker (1998), “Ductile Design of Steel Structures”, New York, Mc Graw Hil.

Carr A, “RUAUMOKO Inelastic Dynamic Analysis Program”, *University of Cantenbury*, Department of Civil Engineering 2000.

Chan, S, Ruiz SE y Montiel MA, “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica 2005*, **72**.

Daali M, Korol R, “Low Cycle Fatigue damage assessment in steel beams”, *Structural Engineering and Mechanics 1995*, Vol. 3, No. 4. pp 341-358.

Engelhardt M.D y Popov E.P (1989), “On Design of Eccentrically Braced Steel Building”, *Jornal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 1857-1876.

García-Jarque Ingenieros SA de CV, comunicación personal.

Iervolino I, Cornell CA. “Records selection for nonlinear seismic analysis of structures”, *Earthquake Spectra 2005*; **21**(3):685-713.

IMCA (2004), “Manual de construcción en acero – Diseño por esfuerzos permisibles”, México, D.F.

Krawinkler H, Zohrei M, “Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions”, *Computer and Structures* 1983, **16**:531-541.

Krawinkler H, Zohrei M, Lashkari-Irvani, Cofie N, Hadiji-Tamjed, “Recommendations for experimental studies on the seismic behavior of steel components and materials”, *The Jonh A. Blume Earthquake Engineering Center*, Department of Civil Engineering Stanford University 1983, Report No. 61.

Lee K, Stojadinovic B, “Low-cycle fatigue limit on seismic rotation capacity for US steel moment connections”, *13<sup>o</sup> World Conference on Earthquake Engineering* (CD), paper 90, Vancouver, Canada 2004.

Malley, J.O. and Popov, (1984), “Shear links in eccentrically braced frames”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.

Meli R., “Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Instituto de Ingeniería 1976.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas NTCDCEM, 2004.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTCDCEC, 2004.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF, 2004.

Shome N, Bazurro P, Cornell CA, Carballo JE, “Earthquakes records and nonlinear MDOF responses”, *Earthquake Spectra* 1998; **14**:469-500.

Shome N, Cornell A, “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”, *Reliability of Marine Structures Program 1999, Report No. RMS-35*, Dept. of Civil Eng., Stanford University

Tsai KC, Wu S, Popov EP. “Cyclic performance of steel beam-column moment joints”, *Engineering Structures* 1995, **17**(8): 596-602.

Tsai KC, Wu S, Popov EP, “Experimental Performance of seismic steel beam-column moment joints”, *Journal of structural Engineering, ASCE* 1995, **121**(6): 925-931.