



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**“EVALUACIÓN DE NORMATIVA PROPUESTA EN EL DISEÑO SÍSMICO DE  
EDIFICACIONES A BASE DE MARCOS DE CONCRETO”**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

FREDDY ALONZO SALAS COHAGUILA

TUTOR

DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D. F. JUNIO 2015

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Pérez Gavilán Escalante Juan J.  
Secretario: Dr. López Bátiz Oscar Alberto  
Vocal: Dr. Meli Piralla Roberto  
1<sup>er</sup>. Suplente: M.I. Jean Perrilliat Raul  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

*A Dios, por permitirme lograr mis metas  
A mi abuela, Domitila en el cielo  
A mi padre, Fredy Salas Vera  
A mi madre, Luz Cohaguila de Salas  
A mis hermanos Juan Miguel, Krystel y Stefy  
A Lily; por su incondicional apoyo, comprensión,  
Y compañía en esta aventura*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la UNAM, al Instituto de Ingeniería donde fue llevado a cabo este trabajo bajo la acertada supervisión del Dr. Roberto Meli Piralla, al cual me encontraré eternamente agradecido por aceptarme como parte de su equipo de becarios.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por el apoyo brindado para poder realizar mis estudios en esta gran casa de estudios.

Quiero agradecer al Dr. Mario Rodríguez por el apoyo brindado, al Dr. Miguel Torres por brindarme su amistad y todos los consejos que hicieron que me desarrolle personal y profesionalmente en este país tan maravilloso, además, por incentivar y otorgarme el soporte oportuno para el desarrollo de esta tesis.

Finalmente, agradecer a mis compañeros de generación y a mis compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM que hicieron grata mi estadía en México y en la universidad.

## RESUMEN

Mediante el siguiente trabajo, se evaluará la respuesta inelástica de edificios diseñados con las normas técnicas complementarias para el diseño de estructuras de concreto propuestas para el Distrito Federal, cuya edición está en preparación, en la cual se distinguen tres consideraciones basadas en la ductilidad, teniéndose de esta manera criterios para el diseño de estructuras de baja, media y alta ductilidad. Cuyas diferencias se encuentran en el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y en las distorsiones admisibles para cada una de ellas ( $\delta$ ), primordialmente.

En la presente investigación, se realizó un estudio comparativo de cada uno de los sistemas estructurales delimitados en las normas técnicas complementarias anteriormente mencionadas, para edificios representativos de oficinas y diseñados a base de marcos monolíticos de concreto reforzados para cuatro, seis, ocho y diez niveles. La comparación se realizará obteniendo la curva de capacidad (fuerza-desplazamiento) de cada uno de los sistemas mediante un análisis estático no lineal ante carga incremental, llamado también *PUSHOVER*, con el cual se obtiene el desplazamiento y cortante basal máximo de cada sistema antes del colapso; de los resultados de este análisis, se evaluarán desplazamientos y resistencias para cada sistema, los cuales serán comparados con los establecidos como límites en la normativa propuesta y establecer la diferencia de cada uno de los sistemas; asimismo, obtener relaciones económicas que permitan tener una noción de las diferencias de costo de construcción, para cada sistema.

\* Adicionalmente en el Anexo, se muestra un estudio estadístico realizado para obtener mayores datos que permitan definir la falla por pandeo de barras de refuerzo longitudinal en columnas de concreto reforzado para puentes ensayados experimentalmente por otros autores; en la cual, siguiendo investigaciones anteriores se podría determinar la deformación última correspondiente a la falla por pandeo  $\epsilon_{su}$  bajo cargas cíclicas. Los resultados de dicho trabajo se emplearon para definir la curvatura máxima en las relaciones momento-curvatura de las secciones con  $s/d_b \leq 4$ .

## ABSTRACT

By means of the following work, there will be assess the inelastic response of buildings designed with the complementary technical norms for the structures design of concrete proposals for the Federal district, which edition is in preparation, in which there differ three considerations based on the ductility, criteria being had this way for the design of structures of low, average and high ductility. Whose differences are in the factor of seismic behavior ( $Q$ ) and in the admissible distortions for each of them ( $\delta$ ), essentially.

In the present research, there was realized a comparative study of each of the structural systems delimited in the complementary technical norms previously mentioned, for buildings representative of offices and designed by means of monolithic frames of concrete reinforced for four, six, eight and ten levels. The comparison will be realized obtaining the curve of capacity (force - displacement) of each of the systems by means of nonlinear static analysis before incremental load, called also *PUSHOVER*, with which there is obtained the displacement and maximum basal shear of every system before the collapse; of the results of this analysis, displacements and strength will be assess for every system, which will be compared with established like extreme in the proposed code and to establish the difference of each of the systems; also, to obtain economic relations that allow to have a notion of the differences of building cost, for every system.

\* In addition Annex, a statistical study shows older data that allow to define the failure by buckling of longitudinal columns of concrete rebar reinforced bridge experimentally tested by other authors; in which, following previous research corresponding to the fault last strain could be determined by buckling under cyclic loading  $\varepsilon_{su}$ . The results of this work were used to define the maximum curvature in the moment-curvature relations of sections with  $s/d_b \leq 4$ .

# ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE</b> .....	<b>V</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ALCANCE .....	2
<b>CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO</b> .....	<b>3</b>
2.1 CRITERIOS DE DISEÑO .....	3
2.1.1 <i>Sistema de baja ductilidad</i> .....	4
2.1.2 <i>Sistema de media ductilidad</i> .....	4
2.1.3 <i>Sistema de alta ductilidad</i> .....	5
2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	6
2.3 REQUISITOS SÍSMICOS.....	7
2.3.1 <i>Factores de reducción de ordenadas espectrales (Q')</i> .....	8
2.3.2 <i>Factor de sobrerresistencia (R)</i> .....	8
2.4 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....	9
<b>CAPITULO 3. RESULTADOS DEL DISEÑO</b> .....	<b>11</b>
3.1 INTRODUCCIÓN .....	11
3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO .....	11
3.3 COMPARACIÓN DE OTROS RESULTADOS DEL DISEÑO .....	17
<b>CAPITULO 4. ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL</b> .....	<b>20</b>
4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	20
4.1.1 <i>Concreto</i> .....	20
4.1.2 <i>Acero de refuerzo</i> .....	21
4.2 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL CONCRETO.....	21
4.3 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL ACERO.....	26

<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL – PUSHOVER .....</b>	<b>29</b>
5.1 INTRODUCCIÓN .....	29
5.2 LÍMITES DE DEFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS MOMENTO-CURVATURA .....	30
5.2.1 Control de daño por deformación a compresión .....	30
5.2.2 Límite de Control de daño de deformación por tensión .....	31
5.3 IDEALIZACIÓN DE LA RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA .....	31
5.4 LONGITUD DE PLASTIFICACIÓN.....	37
5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER .....	39
5.5.1 PUSHOVER - Edificio cuatro niveles .....	41
5.5.2 PUSHOVER - Edificio seis niveles.....	46
5.5.3 PUSHOVER - Edificio ocho niveles .....	51
<b>CAPITULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO – PUSHOVER .....</b>	<b>56</b>
6.1 INTRODUCCIÓN .....	56
6.2 ANÁLISIS COMPARATIVO.....	56
6.3 ASPECTOS ECONÓMICOS.....	59
<b>CAPITULO 7. CONCLUSIONES .....</b>	<b>61</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES CONSULTADAS .....</b>	<b>63</b>
<b>ANEXO .....</b>	<b>65</b>
ESTUDIO ESTADÍSTICO PARA PREDICCIÓN DE LA FALLA POR PANDEO .....	66





# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 ANTECEDENTES

Existen distintas publicaciones e información para realizar un análisis no lineal de edificios; entre ellos podemos nombrar el FEMA-356 (ASCE 2000), ATC-40, documentos que son comúnmente usados para cualquier proyecto de rehabilitación en estructuras. Estos establecen criterios para realizar el análisis no lineal, en este caso particular el análisis estático no lineal o llamado PUSHOVER.

Para evaluar la seguridad de las estructuras, es necesario conocer las propiedades mecánicas de cada uno de sus materiales componentes, para con ellas determinar el comportamiento a nivel de sección, después de elemento y finalmente de la estructura. Existen distintos estudios para la representación del concreto reforzado, al cual es limitado este trabajo. Las representaciones constitutivas del concreto confinado fueron realizados por distintos investigadores entre ellos tenemos Kent y Park (1971), Chang, Mander entre otros, los cuales mediante distintos modelos, tratan de definir las propiedades de éste, tanto para el concreto confinado como para el no confinado. En éste estudio, se emplearon los modelos propuestos por Mander et al (1988). De la misma manera, para la representación del acero de refuerzo, se tienen distintos autores como Park y Paulay, Ahmad y Shah, Mander (1984), etc., optando por este último para la presente investigación; no obstante, para una mejor representación de ésta, Rodríguez y Botero (1999) realizaron ensayos a barras de acero de refuerzo fabricadas en México, con los cuales pudieron determinarse valores estadísticos experimentales, los cuales fueron utilizados en este trabajo.

Adicionalmente, en la evaluación de seguridad de las edificaciones se debe tener en cuenta el modo de falla de las estructuras; en tal sentido, existen estudios sobre la falla por pandeo en las barras de refuerzo longitudinal como los desarrollados por Rodríguez y Botero (1999), o criterios establecidos por Priestley et al.; asimismo, otro modo de falla se da por el aplastamiento del concreto. Los modos de falla establecidos para el presente trabajo consideran la falla por pandeo y aplastamiento del concreto, según lo establecido por Priestley et al.

## **1.2 OBJETIVOS**

Se está elaborando una propuesta de cambio para las normas técnicas complementarias para el diseño de estructuras de concreto para el Distrito Federal, por lo cual es importante conocer las consecuencias que tendrán los nuevos requisitos en el diseño de las estructuras de concreto. En este sentido, el objetivo de trabajo es mostrar las diferencias en los resultados que se obtienen cuando se diseñan los sistemas estructurales de baja, media y alta ductilidad en edificios de cuatro, seis, ocho y diez niveles de altura, aplicando los criterios establecidos en las propuestas de las normas propuestas para diseños sísmicos y para diseño de estructuras de concreto. Lo anterior, mediante un análisis estático no lineal de carga incremental (*PUSHOVER*), utilizando paquetes de software disponibles, con los cuales se corroboraron de esta manera los factores de ductilidad y sobrerresistencia obtenidos para cada nivel de ductilidad, a partir, de las relaciones fuerza-desplazamiento para cada sistema. Asimismo, se hacen estimaciones del impacto económico que representaría en la construcción la elección de cada sistema durante la etapa de diseño.

## **1.3 ALCANCE**

Esta investigación, se limita a edificios de concreto reforzado estructurados a base a marcos monolíticos de concreto.

# CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO

## 2.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Para la comparación objeto de este estudio, se eligieron edificios típicos estructurados a base de marcos de concreto, los cuales varían en altura de cuatro a diez niveles. En todos ellos se mantuvo constante la planta que es regular, con distancia entre ejes de siete y seis metros, cuenta con cuatro crujiás en el eje “x” y con tres en el eje “y”, como se muestra en la Figura 2.1. La altura de entrepiso fue tomada constante de 3.5 m. Para cada altura se estudiaron tres casos, diseñados para cumplir los requisitos establecidos para el diseño de los sistemas estructurales de baja, media y alta ductilidad, mencionados en la norma propuesta para el Distrito Federal, los cuales serán detallados más adelante.

Este estudio se limitó a edificios de hasta diez niveles de altura, ya que la estructuración a base de marcos de concreto se presume que no sería adecuada en edificios de mayor altura, dado que resultarían secciones de dimensiones excesivas en términos de costo de la estructura y del área en planta que quedaría utilizable.

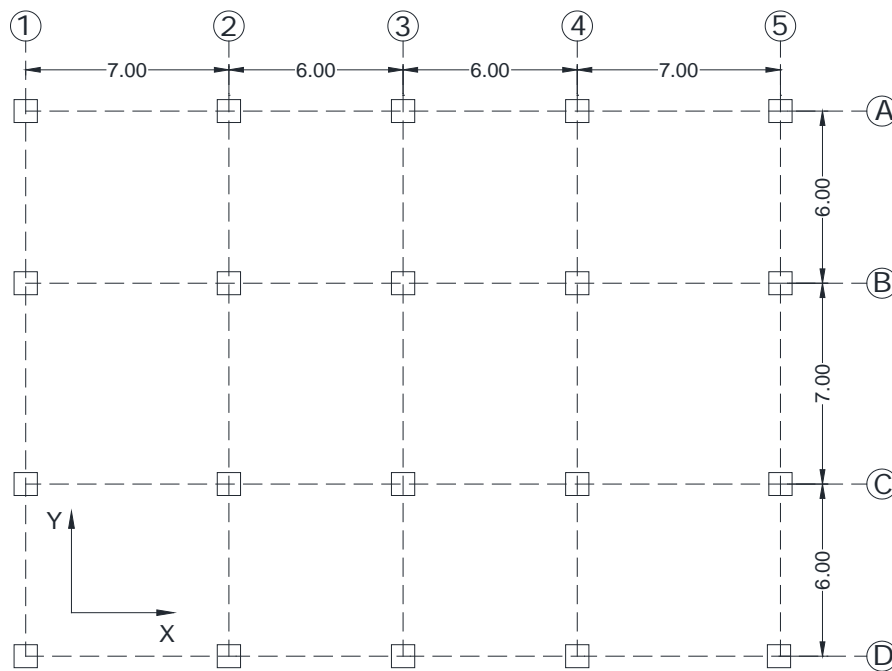


Figura 2.1 Planta Regular (acotaciones en m)

### 2.1.1 Sistema de baja ductilidad

La principal consideración que se debe tener en cuenta para el diseño de estructuras de baja ductilidad es el factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  además de tomar en cuenta que para el diseño elástico la distorsión permisible para este sistema  $\delta_{perm} = 0.015$ , ya que la normativa propuesta establece este valor para sistemas estructurados a base de marcos monolíticos de concreto con miembros y nudos de ductilidad baja (NTC-RCDF 2015).

Para el diseño de elementos a flexión el factor de resistencia es  $F_R = 0.9$ , para elementos a flexo-compresión  $F_R = 0.75$  y para determinar la resistencia al corte  $F_R = 0.75$ ; en ésta última no se tiene consideraciones especiales para las revisiones a cortante. En vigas la máxima cantidad de refuerzo a tensión será el 75 por ciento del área balanceada; en columnas la cuantía a refuerzo longitudinal no será menor de  $0.01 A_g$  ni mayor a  $0.06 A_g$ .

Cabe señalar que para este caso el cálculo de los estribos en las secciones se realiza de manera tradicional, teniendo en cuenta la fuerza cortante de diseño considerando el aporte al corte de la sección de concreto y del acero a colocar respectivamente. La separación de estribos no debe ser menor a 60 mm ni mayor a  $0.25d$ .

### 2.1.2 Sistema de media ductilidad

En este caso, para el diseño de estructuras de media ductilidad el factor de comportamiento sísmico es  $Q = 3$ , además de tomar en cuenta que para el diseño elástico la distorsión permisible para este sistema  $\delta_{perm} = 0.02$ , ya que la normativa propuesta establece este valor para sistemas estructurados a base de marcos monolíticos de concreto con miembros y nudos de ductilidad media (NTC-RCDF 2015).

Para el diseño de elementos a flexión (vigas) el factor de resistencia es  $F_R = 0.9$ , para elementos a flexo-compresión  $F_R = 0.6$  y para determinar la resistencia al corte  $F_R = 0.5$ ; sin embargo, en este caso se tienen requisitos especiales para las revisiones a cortante en vigas donde se debe considerar el endurecimiento del acero, por lo cual su esfuerzo de fluencia debe tomarse como  $1.25f_y$  y el factor de resistencia  $F_R = 1$ ; el cortante de diseño se debe calcular siguiendo las consideraciones de la Figura 2.2. Además, según la normativa en vigas se despreciará el aporte del concreto al corte si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada con los requisitos mencionados anteriormente.

En vigas la máxima cantidad de refuerzo a tensión será el 75 por ciento del área balanceada; en columnas la cuantía a refuerzo longitudinal no será menor de  $0.01 A_g$  ni mayor a  $0.06 A_g$ .

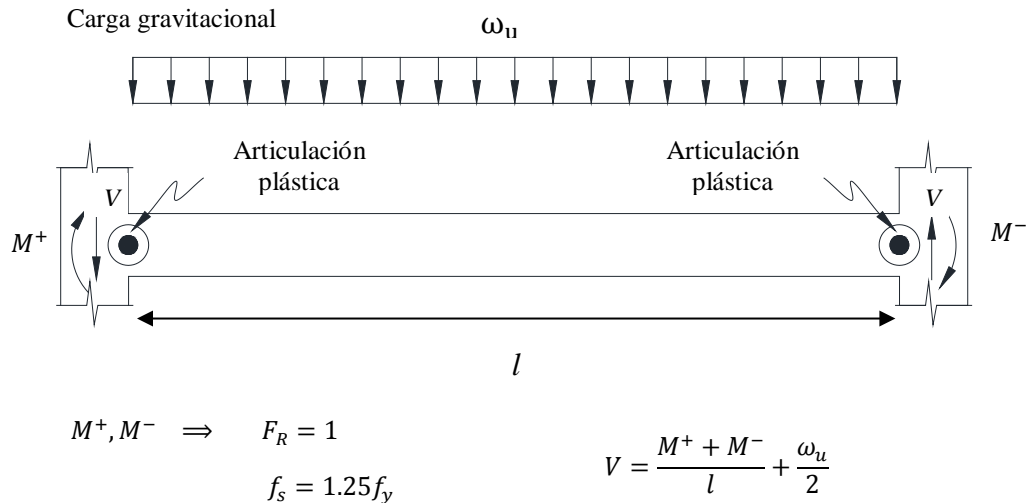


Figura 2.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño de un elemento a flexión

### 2.1.3 Sistema de alta ductilidad

La principal consideración a tener en cuenta para el diseño de estructuras de alta ductilidad es el factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$ , además de tomar en cuenta que para el diseño elástico la distorsión permisible para este sistema  $\delta_{perm} = 0.03$  (NTC-RCDF 2015).

Para el diseño de elementos a flexión el factor de resistencia es  $F_R = 0.9$  y para elementos a flexo-compresión  $F_R = 0.6$ ; sin embargo, en este caso se tienen consideraciones especiales tanto en vigas y columnas, para las revisiones a cortante en vigas donde se debe considerar el endurecimiento del acero por lo cual es afectado por  $1.25f_y$  y el factor de resistencia  $F_R = 1$ , el cortante de diseño se debe calcular siguiendo las consideraciones de la Figura 2.2. Además, según la normativa en vigas se despreciará el aporte del concreto al corte si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada con los requisitos mencionados anteriormente. Para las revisiones a cortante en columnas se debe tener en cuenta el efecto de endurecimiento del acero, además que el aporte del concreto será despreciado cuando simultáneamente se cumple que la fuerza axial de diseño, incluyendo

los efectos del sismo, sea menor que  $A_g f'_c / 20$ ; y que la fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada con las condiciones establecidas anteriormente.

Los elementos a flexo-compresión se diseñarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia  $F_R = 1$ , y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente.

En vigas la cuantía máxima de refuerzo a tensión será de 0.025; en columnas la cuantía a refuerzo longitudinal no será menor de 0.01  $A_g$  ni mayor a 0.04  $A_g$ .

En la Tabla 2.1 se muestra un resumen compacto de las diferencias que existe entre cada uno de los sistemas mencionados anteriormente.

Tabla 2.1 Cuadro resumen de criterios de diseño (NTC-RCDF 2015).

Sistema \ Requisitos	BAJA DUCTILIDAD	MEDIA DUCTILIDAD	ALTA DUCTILIDAD
<b>Q</b>	2	3	4
<b><math>\delta_{perm}</math></b>	0.015	0.02	0.03
<b><math>R_o</math>(*)</b>	1.5	2	2
<b>FACTORES DE RESISTENCIA</b>			
<b>Flexo-compresión</b>	0.75	0.6	0.6
<b>Corte</b>	0.75	0.5	1.0
<b>REQUISITOS DE DISEÑO</b>			
<b><math>\rho</math> (Vigas)</b>	0.75 $\rho_b$	0.75 $\rho_b$	$\approx \rho_b$ ( $\rho=0.025$ )
<b><math>\rho</math> (Columnas)</b>	0.01 $A_g$ - 0.06 $A_g$	0.01 $A_g$ - 0.06 $A_g$	0.01 $A_g$ - 0.04 $A_g$
<b>Consideraciones</b>	N/A	Especiales en corte para vigas	Especiales en corte para vigas y columnas

(\*)  $R_o$  es el factor básico de sobrerresistencia del sistema estructural el cual será mencionado en el capítulo de requisitos sísmicos.

## 2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los edificios de cuatro, seis, ocho y diez niveles fueron diseñados siguiendo las pautas anteriormente mencionadas en el capítulo 2.1. Las cargas establecidas en cada losa tanto viva como muerta fueron tomadas de las Normas Técnicas Complementarias del

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), establecidas según el uso, en donde la carga viva máxima es de  $250 \text{ kg/m}^2$  para edificios destinados a oficinas y la carga viva reducida es de  $180 \text{ kg/m}^2$  teniendo una relación de 0.72, este dato es necesario para el análisis sísmico y combinación de cargas que incluyen los efectos de sismo; asimismo, la carga muerta fue tomada considerando una losa de concreto con un peso de  $360 \text{ kg/m}^2$  adicionalmente se consideró otras sobrecargas por  $40 \text{ kg/m}^2$  finalmente, obteniendo una carga muerta total de  $400 \text{ kg/m}^2$ .

Se mantienen las combinaciones de carga de diseño establecidas en la edición de 2004; no obstante, los factores de amplificación correspondiente a cargas gravitacionales tuvieron una variación respecto a la norma 2004, considerando en esta edición los factores de 1.3 para carga muerta y 1.5 para carga viva.

En todos los casos se utilizaron las mismas características mecánicas tanto para el concreto como para el acero de refuerzo, tomando los valores mínimos establecidos en la norma, donde la resistencia mínima a la compresión del concreto es de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (25MPa) para concreto clase 1 y el esfuerzo mínimo a la fluencia del acero de refuerzo es de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (420 MPa).

Para la revisión por desplazamientos, tanto relacionados al colapso se tomaron los valores establecidos por cada sistema (ver capítulo 2.1) y para la revisión de la condición de limitación de danos se estableció el límite de 0.004, asumiendo que en las edificaciones a diseñar no se tienen muros no estructurales ligados a la estructura principal.

### **2.3 REQUISITOS SÍSMICOS**

Para el diseño de cada sistema se utilizaron los nuevos espectros de diseño propuestos en la nueva normatividad, donde los espectros de diseño son establecidos según el periodo del suelo de fundación.

Según los espectros de diseño las estructuras de menor altura serán sometidas a pseudo-aceleraciones menores por lo que se encontrarían en una situación más favorable que las estructuras de mayor altura. Estableciendo una estructura con la misma altura pero considerando los distintos sistemas basados en ductilidad, como es nuestro caso, tendremos que por la forma de la primera rama ascendente del espectro a sistemas de baja ductilidad le será más favorable que a las de media y alta ductilidad, ya que las



estructuras de baja ductilidad son más rígidas y tendrá periodos fundamentales menores y en la rama ascendente del espectro, por consiguiente las ordenadas espectrales serán menores.

En esta investigación se realizó una comparación de los factores de reducción por sobrerresistencia y ductilidad, propuestos en la normativa para cada uno de los sistemas, que afectan al espectro elástico. A través del análisis se obtuvieron los valores de cortantes basales los cuales se expresaron de manera adimensional para establecer las diferencias entre los distintos casos.

Para los casos en estudio se optó por tomar el valor  $T_S = 1.25s$ , debido a que previamente se estimaron los periodos fundamentales de cada estructura, los cuales se encuentran en un rango menor a  $T_e = 1s$ ; por consiguiente, asumiendo este periodo del suelo  $T_S = 1.25s$ , todos los casos quedan en la rama ascendente del espectro.

Al igual que el Apéndice A de las actuales normas técnicas complementarias del Distrito Federal (2004), el espectro de diseño debe ser afectado tanto por ductilidad y sobrerresistencia.

### 2.3.1 Factores de reducción de ordenadas espectrales (Q')

Para el cálculo de este factor se toma en cuenta el comportamiento sísmico Q, el cual es detallado en el Capítulo 2.1. Como se podrá apreciar el factor de reducción de ordenadas espectrales o llamado también factor por ductilidad se obtiene como es planteado en el *Apéndice A* de las normas técnicas complementarias del Distrito Federal 2004.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

### 2.3.2 Factor de sobrerresistencia (R)

El factor por sobrerresistencia se encuentra en función del factor básico de sobrerresistencia estructural, denotado por  $R_0$ , factor de corrección por hiperestaticidad,

denotado por  $k_1$  y finalmente un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, denotado por  $k_2$ .

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

El factor básico de sobrerresistencia estructural  $R_0$ , puede tomar los siguientes valores:

- a) 2 Para sistemas estructurales que cumplen con los requisitos para un factor de comportamiento  $Q$  de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 2.1.
- b) 1.5 Para sistemas estructurales a los que se asigna  $Q$  menor que 3.

El factor básico de corrección por hiperestaticidad  $k_1$ , puede tomar los siguientes valores:

- a) 0.8 Para sistemas estructurales que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis.
- b) 1.0 Para sistemas estructurales que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.
- c) 1.25 Para sistemas estructurales que contemplen un sistema dual.

Finalmente el factor de incremento para estructuras pequeñas o rígidas  $k_2$ , es un factor que se obtendrá con la siguiente expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

## 2.4 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En cada uno de los edificios se revisó que la rigidez lateral de la estructura fuese suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para cumplir con el criterio de estado límite de seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según el Capítulo 2.3, multiplicadas por el factor  $QR$  y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en los sistemas estructurales indicados en el Capítulo 2.1.

- b) Para cumplir con la condición de limitación de daños, se revisará que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos no exceda el límite fijado en el Capítulo 2.2 y que la estructura permanezca elástica cuando se encuentra sometida al espectro asociado a la condición de limitación de daños, el cual se tomará igual a un séptimo del espectro asociado a la condición de colapso. Los desplazamientos así calculados son iguales a los que se obtienen del análisis según el inciso a) pero multiplicados por el factor  $Q'R/7$ .

Una consideración muy importante en la revisión de desplazamientos laterales y que influye notoriamente en el análisis, es la reducción de la inercia efectiva de cada uno de los elementos estructurales. En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su versión 2004 sólo existe una reducción de la rigidez en vigas y muros en  $0.5I_g$ , sin embargo, en las NTC-RCDF propuestas, además, de considerar una reducción de la inercia en vigas y muros también exige la reducción de la inercia en columnas en  $0.7I_g$ .

La mencionada modificación de las rigideces, en los elementos viga y columna, además de generar mayores secciones para el control de desplazamientos, afecta al periodo fundamental de la estructura, ocasionando de esta manera un aumento de su periodo en aproximadamente un 20% respecto a que si se tuvieran elementos considerando el total de su inercia efectiva. En la Tabla 2.4 se muestran algunas variaciones de los periodos considerando las modificaciones de las rigideces en los elementos; con lo cual, a primera impresión, en el espectro de diseño se tienen pseudo-aceleraciones mayores, ya que los edificios se encuentran en la rama ascendente inicial del espectro.

*Tabla 2.4 Cuadro comparativo de periodos*

Periodos	4 niveles			6 niveles			10 niveles
	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA
Reducción de inercia	0.6281	0.6838	0.8135	0.7398	0.8395	0.9445	0.9069
Sin reducción de inercia	0.5139	0.5843	0.6602	0.5956	0.6596	0.7546	0.6971
Porcentaje	18%	15%	19%	19%	21%	20%	23%

## CAPITULO 3. RESULTADOS DEL DISEÑO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta todos los criterios y consideraciones mencionados en el Capítulo 2, se procedió al diseño de los elementos estructurales para cada sistema; en primer lugar, se tuvo presente que exista una variación progresiva en las dimensiones de los elementos estructurales en altura, la cual es una práctica común, para que de esta manera podamos obtener resultados no muy conservadores, los cuales se pudieron corroborar al momento de las revisiones por desplazamientos, comparándolos con los límites permisibles de cada sistema  $\delta_{perm}$ ; este proceso fue realizado para todos los edificios.

### 3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO

En la Figura 3.2.1 se muestran resultados del análisis respecto a las distorsiones del edificio de 10 niveles producidas por el sismo en ambas direcciones, considerando los sistemas de baja, media y alta ductilidad, respectivamente. Se puede observar, que en la revisión de desplazamientos laterales para sistema de baja ductilidad, las distorsiones que limitarán la revisión son el criterio de seguridad contra el colapso, mientras que para la revisión con el criterio de límite de daños se encuentran muy por debajo del límite permisible; para el sistema de media ductilidad, al igual que el de baja ductilidad, predomina el criterio de revisión de desplazamientos por seguridad contra el colapso frente a límite de daños, sin embargo, este último ya no es tan conservador como el caso de baja ductilidad; finalmente, en la revisión por desplazamientos laterales para sistema de alta ductilidad, las distorsiones que limitarán la revisión son el criterio de límite de daños, mientras que para la revisión con el criterio de seguridad contra el colapso se encuentran por debajo del límite permisible, caso opuesto al sistema de baja ductilidad.

Para realizar los análisis de los sistemas, inicialmente se realizó la reducción del espectro elástico por los factores de sobrerresistencia ( $R$ ) y ductilidad ( $Q'$ ), con los cuales se realizó la revisión por desplazamientos. Mediante esta revisión se obtuvieron los periodos fundamentales de cada una de las estructuras (ver tabla 3.2.1); con ayuda de estos, de forma gráfica, se relacionaron las ordenadas espectrales con cada uno de los periodos obtenidos los cuales permiten mostrar la variación que existe acorde a las pseudo-aceleraciones y por consiguiente a las fuerzas (ver Figura 3.2.2).

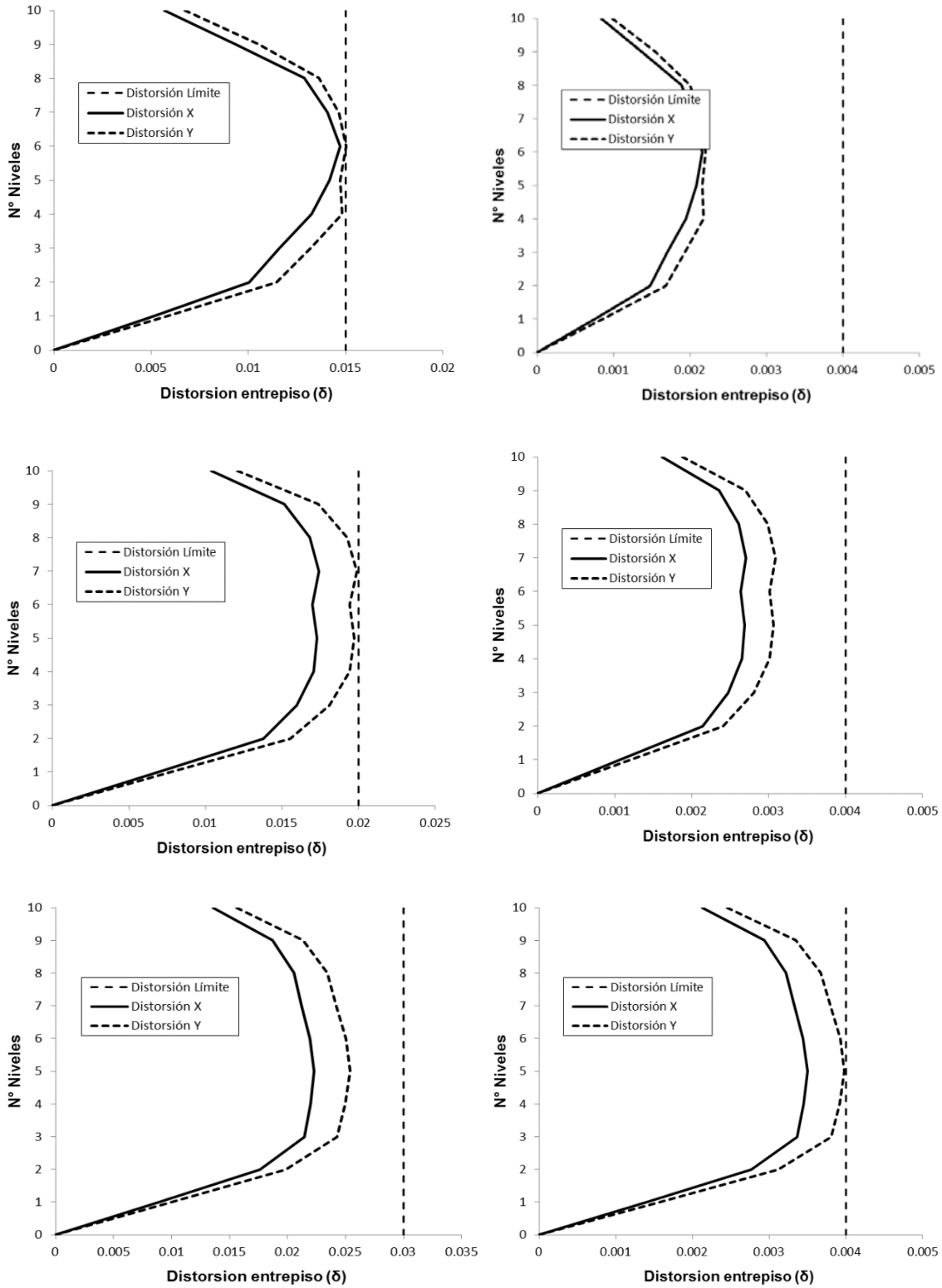


Figura 3.2.1 Distorsiones de entrepiso edificio 10 niveles baja, media y alta ductilidad (Izquierda límite contra el colapso, derecha límite de daños)

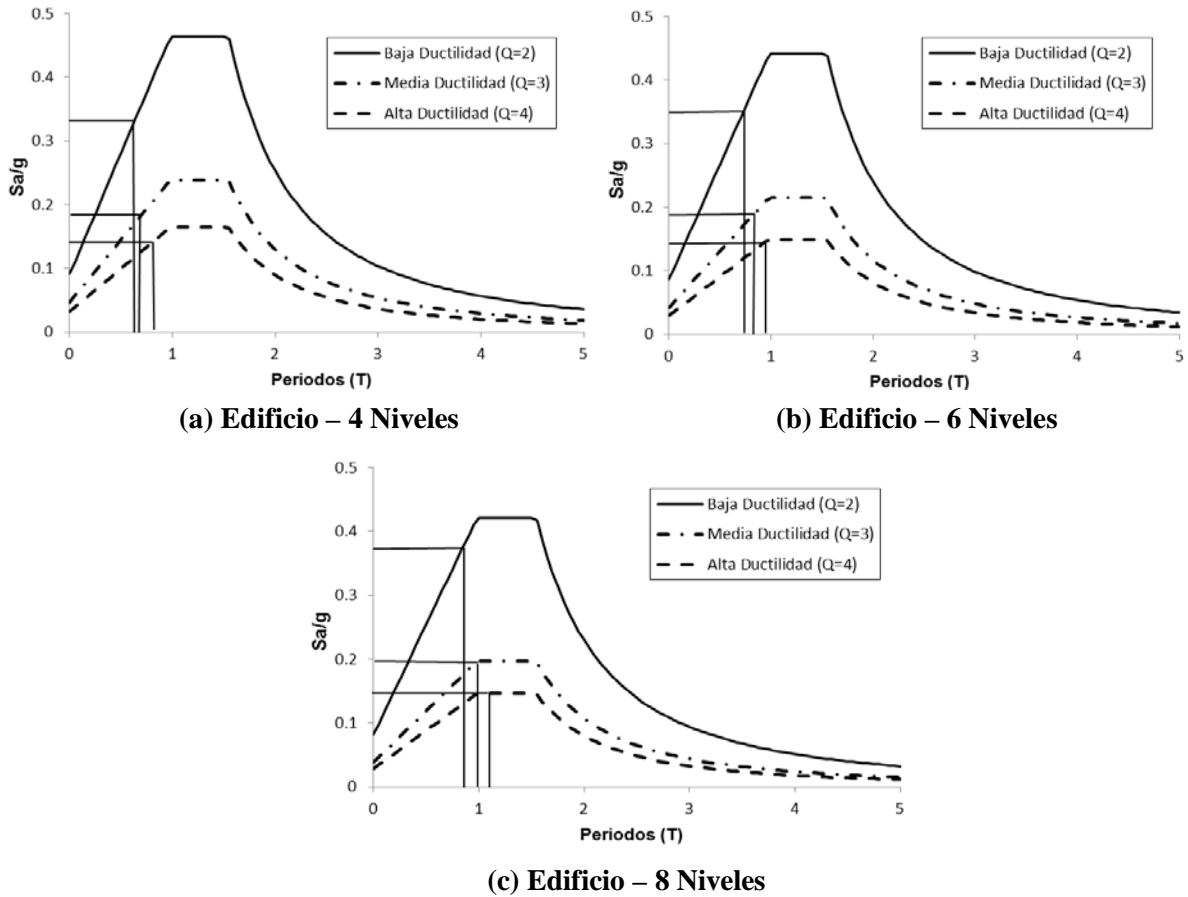


Figura 3.2.2 Espectros Inelásticos (a) Edificio 4 niveles, (b) Edificio 6 niveles y (c) Edificio 8 niveles

En la Figura 3.2.2 se observa que en el edificio de cuatro niveles todos los sistemas se encuentran en la rama ascendente inicial, en el edificio de seis niveles el sistema de alta ductilidad va llegando a la meseta del espectro en relación a los sistemas de media y baja ductilidad que aún se encuentran en la rama ascendente, y finalmente en el edificio de ocho niveles se muestra como los sistemas de alta y media ductilidad se encuentran en la meseta del espectro mientras el sistema de baja ductilidad aún permanece en la primera rama. Por consiguiente si se consideraría edificios con mayor altura o cuyos periodos se encuentren en la rama descendente, los sistemas de alta y media ductilidad se podrán diseñar con fuerzas menores a diferencia del sistema de baja ductilidad que se tendrán fuerzas mayores por la secuencia mostrada. Entonces, un mejor aprovechamiento de los sistemas de baja, media y alta ductilidad sería más adecuado cuando el primer sistema se encuentre en la meseta y los siguientes en la rama descendente, es decir, en estructuras con periodos fundamentales mayores a  $T_e > 1.5s$ , ya que para estructuras de baja

ductilidad, con dimensiones de sus elementos considerables, deberían soportar mayores fuerzas que los sistemas de media y baja ductilidad cuyas dimensiones de sus elementos son menores.

En la Tabla 3.2.1 se muestra un resumen general de las características propias de cada uno de los sistemas que se obtuvieron del análisis. Los factores de reducción del espectro elástico  $Q'R$  toman distintos valores, ya que son calculados según lo establecido en el Capítulo 2; sin embargo, con estas reducciones en los edificios de cuatro, seis y ocho niveles, las ordenadas espectrales en los sistemas de alta ductilidad se encuentran en  $S_a/g = 0.14\sim 0.15$ , en los de media ductilidad  $S_a/g = 0.18\sim 0.20$  y finalmente en los de baja ductilidad  $S_a/g = 0.33\sim 0.37$ , siendo este último en el que se tiene mayor variación. Para mostrar de una forma más concreta las diferencias entre los sistemas, se extrajeron los cortantes basales del análisis de cada uno de los sistemas con los cuales se pudo encontrar; el cortante basal producido por el espectro en estructuras de baja ductilidad fluctúa entre 2.5 a 3 veces el cortante basal producido en estructuras de alta ductilidad, sin embargo el cortante basal de los sistemas de baja ductilidad es aproximadamente el doble que los sistemas de media ductilidad, en todos los casos.

*Tabla 3.2.1 Cuadro resumen de análisis*

DESCRIPCIÓN	Q	T (s)	R	Q'	Q'R	S <sub>a</sub> /g	V (t)	W (t)	V/W	
4 NIVELES	Baja Ductilidad	2	0.6281	1.60	1.72	2.76	0.33	456.06	1776.00	0.26
	Media Ductilidad	3	0.6838	2.08	2.58	5.37	0.18	242.73	1709.00	0.14
	Alta Ductilidad	4	0.8135	2.04	3.82	7.81	0.14	185.31	1619.00	0.11
6 NIVELES	Baja Ductilidad	2	0.7398	1.57	1.85	2.90	0.35	808.34	3256.00	0.25
	Media Ductilidad	3	0.8329	2.04	2.92	5.96	0.19	409.45	3102.00	0.13
	Alta Ductilidad	4	0.9445	2.00	4.27	8.54	0.14	290.73	2828.00	0.10
8 NIVELES	Baja Ductilidad	2	0.8534	1.53	1.98	3.03	0.37	1180.10	4592.00	0.26
	Media Ductilidad	3	0.9920	2.00	3.26	6.52	0.20	590.73	4328.00	0.14
	Alta Ductilidad	4	1.0964	2.00	4.39	8.78	0.15	415.21	3919.00	0.11

Finalmente, se calcularon datos adimensionales comparativos relacionando los valores de los cortantes basales producidos en las estructuras debido al espectro con los pesos de cada una de las edificaciones. Los resultados obtenidos muestran los cortantes basales para cada uno de los sistemas en relación al peso de la edificación, para sistemas de alta ductilidad el 11%, para sistemas de media ductilidad el 14% y para los sistemas de baja ductilidad el 26%. Con estos últimos datos se infiere que la relación cortante basal a peso,

para el sistema de media ductilidad es 1.3 veces mayor que el de alta ductilidad y el de baja ductilidad 1.9 veces mayor que el de media ductilidad, esto para todos los casos.

Finalizando la revisión por desplazamientos laterales, considerando ambos criterios anteriormente mencionados, y observando las diferencias provenientes del análisis se procedió al diseño de los edificios de cuatro, seis y ocho niveles. Los resultados del diseño para todos los casos son mostrados en la Tabla 3.2.2.

No se realizó el diseño de los elementos estructurales del edificio de diez niveles debido a que los resultados obtenidos en el diseño de ocho niveles, primordialmente en columnas, indicaron que para diez niveles las secciones resultarían demasiado robustas, generando una gran pérdida de área en planta, además, de la mayor cantidad de material que se necesitaría para la construcción de éstas; para temas académicos únicamente se realizó la revisión por desplazamientos laterales para el edificio de diez niveles para visualizar las secciones que resultarían. Las secciones obtenidas son mostradas en la Tabla 3.2.3.

Tabla 3.2.2 Cuadro resumen de diseño

RESULTADOS DE DISEÑO EN EDIFICIO DE 8 NIVELES										
NIVEL	BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / $\delta=0.015$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo		Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	
1	100 x 100	0.018 (183.6)	36 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=100cm R@25cm		40x100	0.027 (102.0)	20 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@12.5cm	
2	100 x 100	0.018 (183.6)	36 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=100cm R@25cm		40x100	0.027 (102.0)	20 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@12.5cm	
3	100 x 100	0.018 (183.6)	36 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=100cm R@25cm		40x90	0.024 (81.6)	16 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@15cm	
4	90 x 90	0.015 (122.4)	24 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=90cm R@25cm		40x90	0.024 (81.6)	16 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@15cm	
5	90 x 90	0.015 (122.4)	24 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=90cm R@25cm		40x80	0.020 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@30cm	
6	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=80cm R@25cm		40x80	0.020 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8"@30cm	
7	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=80cm R@25cm		30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8"@25cm	
8	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@12.5cm h=80cm R@25cm		30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8"@25cm	
NIVEL	MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / $\delta=0.02$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo		Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	
1	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=90cm R@20cm		40x90	0.018 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 23@8, R@30cm	
2	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=90cm R@20cm		40x90	0.018 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 23@8, R@30cm	
3	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=90cm R@20cm		40x80	0.017 (51.0)	10 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 18@9, R@30cm	
4	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=90cm R@20cm		40x80	0.017 (51.0)	10 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 18@9, R@30cm	
5	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		40x80	0.017 (51.0)	10 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 18@9, R@30cm	
6	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm	
7	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm	
8	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm	
NIVEL	ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / $\delta=0.03$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo		Sección	$\rho I$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	
1	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x90	0.013 (34.2)	12 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 18@10, R@30cm	
2	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x90	0.013 (34.2)	12 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 18@10, R@30cm	
3	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x80	0.013 (28.5)	10 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm	
4	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x80	0.013 (28.5)	10 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm	
5	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x70	0.012 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm	
6	80 x 80	0.010 (64.0)	32 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=80cm R@20cm		30x70	0.012 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm	
7	70 x 70	0.011 (56.0)	28 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=70cm R@20cm		30x60	0.010 (16.0)	8 $\phi$ 5/8"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm	
8	70 x 70	0.011 (56.0)	28 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8"@10cm h=70cm R@20cm		30x60	0.010 (16.0)	8 $\phi$ 5/8"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm	



RESULTADOS DE DISEÑO EN EDIFICIO DE 6 NIVELES								
NIVEL	BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / $\delta=0.015$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	90 x 90	0.023 (183.6)	36 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	40x90	0.018 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
2	90 x 90	0.015 (122.3)	24 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	40x90	0.021 (71.4)	14 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @20cm
3	90 x 90	0.013 (102.1)	20 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	40x80	0.019 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
4	80 x 80	0.013 (81.92)	16 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=80cm R@30cm	40x80	0.019 (61.2)	12 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
5	80 x 80	0.013 (81.92)	16 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=80cm R@30cm	30x70	0.016 (30.6)	6 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
6	80 x 80	0.013 (81.92)	16 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=80cm R@30cm	30x70	0.012 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" @30cm
NIVEL	MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / $\delta=0.02$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	90 x 90	0.011 (91.2)	32 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
2	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
3	90 x 90	0.010 (79.8)	28 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=90cm R@25cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
4	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=80cm R@25cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
5	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=80cm R@25cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 8@15, R@25cm
6	80 x 80	0.011 (68.4)	24 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=80cm R@25cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 8@15, R@25cm
NIVEL	ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / $\delta=0.03$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	70 x 70	0.012 (57.0)	20 $\phi$ 3/4"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=70cm R@25cm	40x80	0.014 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
2	70 x 70	0.012 (57.0)	20 $\phi$ 3/4"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=70cm R@25cm	40x80	0.014 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 11@15, R@30cm
3	70 x 70	0.012 (57.0)	20 $\phi$ 3/4"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=70cm R@25cm	35x70	0.013 (28.5)	10 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
4	70 x 70	0.012 (57.0)	20 $\phi$ 3/4"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=70cm R@25cm	35x70	0.013 (28.5)	10 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
5	60 x 60	0.011 (40.0)	20 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@20cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm
6	60 x 60	0.011 (40.0)	20 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@20cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm

RESULTADOS DE DISEÑO EN EDIFICIO DE 4 NIVELES								
NIVEL	BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / $\delta=0.015$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	60 x 60	0.028 (102.0)	20 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=60cm R@30cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
2	60 x 60	0.023 (81.6)	16 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=60cm R@30cm	35x80	0.016 (40.8)	8 $\phi$ 1"	E $\phi$ 3/8" @30cm
3	60 x 60	0.017 (61.2)	12 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=60cm R@30cm	30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" @25cm
4	60 x 60	0.017 (61.2)	12 $\phi$ 1"	3E $\phi$ 3/8" @15cm h=60cm R@30cm	30x60	0.014 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" @25cm
NIVEL	MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / $\delta=0.02$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	60 x 60	0.016 (57.0)	20 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=60cm R@25cm	35x70	0.010 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
2	60 x 60	0.013 (45.6)	16 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=60cm R@25cm	35x70	0.010 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
3	60 x 60	0.013 (45.6)	16 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=60cm R@25cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm
4	60 x 60	0.013 (45.6)	16 $\phi$ 3/4"	3E $\phi$ 3/8" @12.5cm h=60cm R@25cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm
NIVEL	ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / $\delta=0.03$ )							
	COLUMNAS				VIGAS			
	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo	Sección	$\rho$ (As)	$\phi$	Detalle estribo
1	50 x 50	0.019 (48.0)	24 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@25cm	30x70	0.012 (22.8)	8 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
2	50 x 50	0.016 (40.0)	20 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@20cm	30x60	0.010 (17.1)	6 $\phi$ 3/4"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 10@15, R@30cm
3	50 x 50	0.016 (40.0)	20 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@20cm	30x60	0.007(12.0)	6 $\phi$ 5/8"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm
4	50 x 50	0.016 (40.0)	20 $\phi$ 5/8"	5E $\phi$ 3/8" @10cm h=60cm R@20cm	30x60	0.007(12.0)	6 $\phi$ 5/8"	E $\phi$ 3/8" 1@5, 12@10, R@25cm

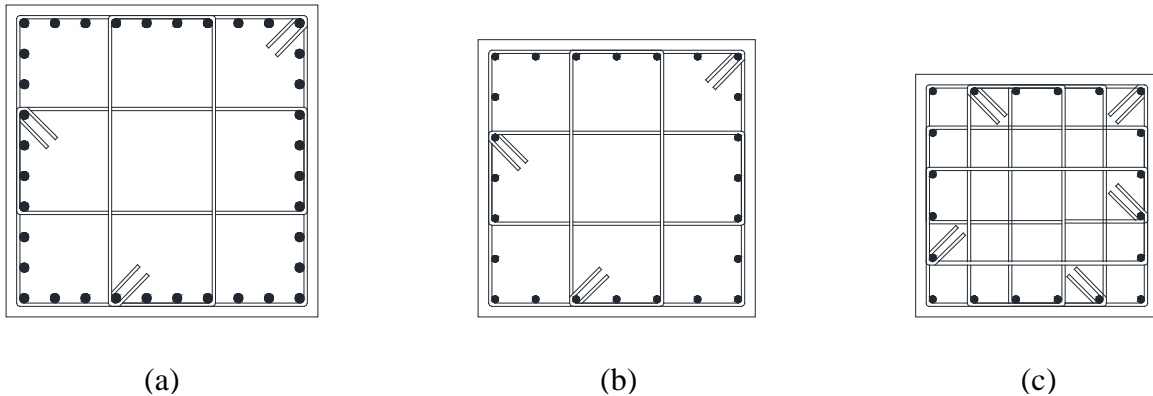
Tabla 3.2.3 Cuadro de secciones edificio 10 niveles

NIVEL	BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / $\delta=0.015$ )		MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / $\delta=0.02$ )		ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / $\delta=0.03$ )	
	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS	COLUMNAS	VIGAS
	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección
1	120 x 120	50 x 110	110 x 110	40 x 100	100 x 100	40 x 90
2	120 x 120	50 x 110	110 x 110	40 x 100	100 x 100	40 x 90
3	120 x 120	50 x 110	110 x 110	40 x 100	90 x 90	40 x 90
4	100 x 100	50 x 110	100 x 100	40 x 100	90 x 90	40 x 90
5	100 x 100	40 x 100	100 x 100	40 x 90	90 x 90	40 x 80
6	100 x 100	40 x 100	100 x 100	40 x 90	90 x 90	40 x 80
7	100 x 100	40 x 90	80 x 80	40 x 90	80 x 80	40 x 80
8	90 x 90	40 x 90	80 x 80	30 x 70	80 x 80	30 x 60
9	90 x 90	40 x 90	81 x 80	30 x 70	81 x 80	30 x 60
10	90 x 90	40 x 90	82 x 80	30 x 70	82 x 80	30 x 60

### 3.3 COMPARACIÓN DE OTROS RESULTADOS DEL DISEÑO

Con los resultados obtenidos al realizar el análisis y posteriormente el diseño de cada uno de los elementos estructurales, se observó la diferencia que representa tanto en dimensiones de vigas y columnas como en área de acero, lo cual nos genera una idea previa sobre las ventajas de uno u otro sistema.

La Figura 3.3, muestra de manera esquemática la diferencia que existe en el diseño de columnas de cada uno de los sistemas. Se observa que existe una gran diferencia entre cada uno de los sistemas en lo que corresponde a la cantidad de acero longitudinal y sobre todo del acero transversal, existe una variación sustancial en los sistemas de baja y media ductilidad en comparación al de alta ductilidad. Cabe mencionar que la similitud del armado de los estribos en los sistemas de baja y media ductilidad se debe al cumplimiento de los requisitos mínimos para refuerzo transversal (establecidos en la propuesta de las normas técnicas complementarias), a pesar de no requerir ramas de estribos adicionales al perimetral ya que al tener secciones con dimensiones considerables, el aporte del concreto al cortante de diseño es tomado casi en su totalidad y la separación de los estribos son mayores. Los requisitos mínimos para el refuerzo transversal son establecidos por separación y detallado, este último predominantemente, ya que: “Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente”; con lo cual indirectamente se toma en cuenta la prevención del pandeo de las barras longitudinales.



*Figura 3.3 Armados típicos en columnas de concreto (a) Baja ductilidad, (b) Media ductilidad y (c) Alta ductilidad*

En la Tabla 3.3, se muestra el porcentaje de área en planta, que disminuye debido al espacio que ocupan las columnas, para cada uno de los sistemas estructurales. Como se puede apreciar, para el edificio de cuatro niveles la pérdida de área no afecta mucho al área útil, ya que el área ocupada por las columnas tan solo representa el 1%, en términos de porcentaje y que no existe diferencia en utilizar un sistema de baja y media ductilidad, ya que las columnas estructurales ocupan la misma área para ambos sistemas a diferencia del sistema de alta ductilidad que las dimensiones de las columnas estructurales ocupan menos área que los anteriores sistemas. Ésta particularidad se presenta de forma similar en el edificio de seis niveles, pero el porcentaje de área perdida aumenta representando el 2~3%, lo cual es de esperarse, ya que a mayor altura mayor masa y el efecto sísmico aumenta, por lo tanto, se requiere aumentar las secciones transversales de los elementos estructurales.

A partir del edificio de ocho niveles comienza a presentarse una diferencia más significativa en términos de área útil, ya que los elementos estructurales requieren mayores dimensiones, además, existe una diferencia notoria entre los sistemas de baja, media y alta ductilidad, ya que las áreas ocupadas por las columnas difieren en un 25% entre cada una de ellos, por consiguiente el área útil también estará marcada por este porcentaje. Como se comentó anteriormente no se realizó el diseño de los elementos estructurales del edificio de diez niveles, ya que demandaría mucha mayor área en sus elementos y por consiguiente la pérdida de área sería mucho mayor, a pesar de utilizar un

sistema de alta ductilidad, ya que en la Tabla 3.3 se muestra que el área ocupada por las columnas es de  $20m^2$ .

*Tabla 3.3 Cuadro de resumen de áreas ocupadas*

Edificios	Factor de comportamiento sísmico (Q)		Área Bruta en Planta ( $m^2$ )	Área de Elementos ( $m^2$ )	Área Útil en Planta ( $m^2$ )	Porcentaje de área perdida
<b>10 Niveles</b>	Baja Ductilidad	4	494.00	28.80	465.20	6%
	Media Ductilidad	3	494.00	24.20	469.80	5%
	Alta Ductilidad	2	494.00	20.00	474.00	4%
<b>8 Niveles</b>	Baja Ductilidad	4	494.00	20.00	474.00	4%
	Media Ductilidad	3	494.00	16.20	477.80	3%
	Alta Ductilidad	2	494.00	12.80	481.20	3%
<b>6 Niveles</b>	Baja Ductilidad	4	494.00	16.20	477.80	3%
	Media Ductilidad	3	494.00	16.20	477.80	3%
	Alta Ductilidad	2	494.00	9.80	484.20	2%
<b>4 Niveles</b>	Baja Ductilidad	4	494.00	7.20	486.80	1%
	Media Ductilidad	3	494.00	7.20	486.80	1%
	Alta Ductilidad	2	494.00	5.00	489.00	1%

## **CAPITULO 4. ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL**

### **4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

Las propiedades de los materiales y especialmente las relacionadas con su resistencia son especificadas por las normas como valores mínimos que deben verificarse con pruebas de control en planta y en obra. Para que la probabilidad de que los materiales sean rechazados sea pequeña, los fabricantes los dosifican para una resistencia promedio superior a la mínima, tanto más cuanto mayor sea la variabilidad de distintos factores que influyen en la resistencia, En este trabajo se pretende determinar el comportamiento esperado de las estructuras, por lo que se emplearon los valores promedio de las propiedades involucradas.

#### **4.1.1 Concreto**

Para el diseño de los elementos estructurales de este estudio se consideró un valor nominal de esfuerzo a la compresión de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , que es la mínima especificada por la normativa, y es la más comúnmente utilizada en edificios. Sin embargo, para realizar los análisis inelásticos utilizamos el valor promedio esperado de esfuerzo a la compresión del concreto, mas no el valor nominal, para que de esta manera podamos abarcar con distintos factores que generan variabilidad en éste.

En esta investigación se propuso que tan solo el 10% de los resultados obtenidos por medio del ensayo a compresión axial den resultados menores al valor nominal, para poder lograrlo se optó el criterio establecido por González Cuevas (2005), el cual se basa en coeficientes de variación que corresponden a distintos grados de control en la fabricación del concreto; por lo tanto, considerando un control alto de fabricación del concreto que incluye “Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y de la humedad de los agregados. Supervisión continua” (Gonzales Cuevas, 2005), el valor promedio esperado de esfuerzo a la compresión es de  $f'_c = 290 \text{ kg/cm}^2$ .

Cabe mencionar, que se consideró un control alto de fabricación del concreto puesto que actualmente las plantas concreteras cumplen con normas de calidad internacionales, que establecen procedimientos minuciosos desde la selección de agregados, diseño de mezclas y la preparación; además, todos los procesos son supervisados.

#### 4.1.2 Acero de refuerzo

Los valores de esfuerzo correspondiente al acero de refuerzo fueron obtenidos de ensayos experimentales realizados a aceros de refuerzo producidos en México; estos ensayos fueron desarrollados por Rodríguez y Botero, 1995; los resultados estadísticos de estos ensayos fueron divididos en dos grupos tomando en cuenta los diámetros de las barras, en barras menores e igual a ½” y para barras mayores a ½”; sin embargo, con fines de este estudio se emplearon los resultados globales de ambas, los cuales son mostrados en la Tabla 4.1.2.

Tabla 4.1.2 Resultados estadísticos de esfuerzos en barras de acero de refuerzo

	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{su}$	$\epsilon_{suu}$	$P$
X	4591	0.0075	7465	0.1289	0.1754	3.421
S	288	0.0052	250	0.0229	0.0618	0.366
V	0.063	0.687	0.034	0.178	0.352	0.107

#### 4.2 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL CONCRETO

Una de las consideraciones más importantes para generar ductilidad en las regiones de rotulas plásticas en columnas y vigas de concreto reforzado, es la provisión de refuerzo transversal, con la finalidad que ante la presencia de eventos sísmicos exista una falla dúctil, mas no una frágil que conllevaría al colapso de la estructura. Mediante ensayos se ha demostrado que el núcleo de concreto confinado por el refuerzo transversal tiene un incremento significativo en resistencia y ductilidad (Mander et al 1984).

Para obtener la curva del esfuerzo-deformación del concreto confinado, se utilizó el modelo planteado por Mander et al. (1984), el cual nos permite obtener buenos resultados frente a cargas cíclicas, además, considera la influencia de varios tipos de confinamiento. Asimismo, se utilizó este tipo de modelo ya que se encuentra disponible en el software a utilizar para el análisis inelástico (Section Designer – SAP2000), permitiéndonos obtener las relaciones momento-curvatura que se definirán posteriormente.

El procedimiento adoptado para la obtención de la curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado es aplicable tanto para secciones circulares como

rectangulares; además, permite obtener la curva completa hasta la deformación última que es la que corresponde a la falla por ruptura de los estribos.

En la Figura 4.2.1 se muestra de forma esquemática el modelo propuesto por Mander et al., para secciones circulares o rectangulares confinadas y no confinadas, donde se visualiza la diferencia que existe entre un concreto confinado y no confinado, ésta última encontrándose como recubrimiento de las secciones, y el concreto confinado que se encuentra en el interior de la sección rodeada por los estribos y acero longitudinal.

Según Mander et al., es conservador tomar el valor de  $\epsilon_{co} = 0.002$  como la deformación asociada al valor del esfuerzo a la compresión promedio requerida  $f'_c = 290 \text{ kg/cm}^2$ , obtenida anteriormente, para el concreto no confinado; cabe resaltar el gran aporte que genera el confinamiento de las secciones tanto en capacidad de esfuerzo como en deformación última alcanzada; esto conlleva a un aumento en la resistencia y mayor ductilidad de los elementos.

El cálculo del valor relacionado a la deformación última  $\epsilon_{cu}$ , para el concreto confinado, será tratado en el Capítulo 5.

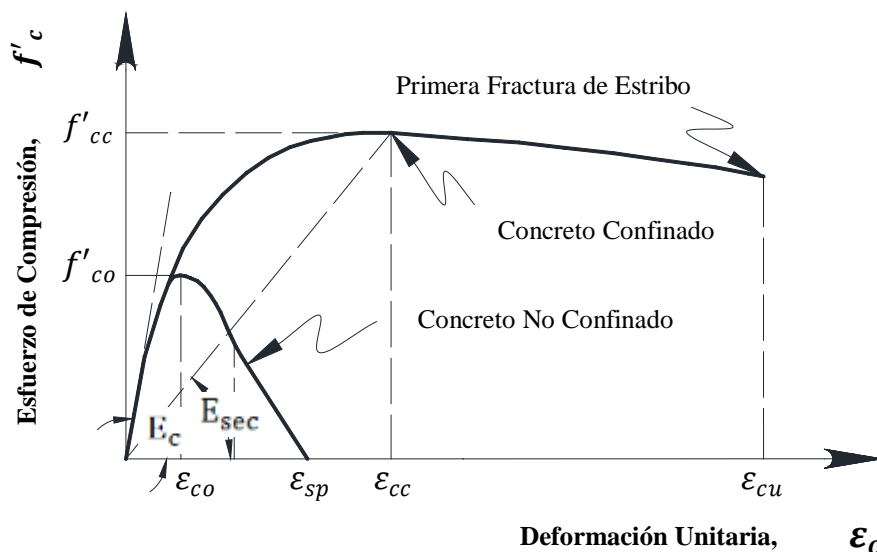


Figura 4.2.1 Curva esfuerzo-deformación, para concreto confinado y no confinado propuesta por Mander et al (1984)

De acuerdo a la propuesta por Mander et al (1984) la solución general del criterio de rotura multi-axial, cuando el concreto se encuentra confinado, está definida por:

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

La curva obtenida para el concreto confinado, la cual está basada en las ecuaciones propuestas por Popovics (1973), se encuentra definida por:

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

Donde,  $f'_c$  es el esfuerzo de compresión del concreto confinado.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Donde,  $\varepsilon_c$  es la deformación longitudinal del concreto por compresión.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Como se mencionó anteriormente,  $f'_{co}$  y  $\varepsilon_{co}$  corresponden al esfuerzo de compresión y deformación del concreto no confinado,  $f'_{co} = 290 \text{ kg/cm}^2$  y  $\varepsilon_{co} = 0.002$ , respectivamente.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Donde,  $E_c$  es el módulo de elasticidad tangente del concreto y  $E_{sec}$  es el módulo de elasticidad secante del concreto confinado y está dado por:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Para el recubrimiento del concreto (fuera de la zona del núcleo confinado) la falla se da en la región donde  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$  y, se supone que es una línea recta, la cual alcanza el valor de esfuerzo igual a cero cuando  $\varepsilon_c \approx 0.004$ , que se asocia a la deformación que produce el desprendimiento del recubrimiento.

Por otro lado, para calcular la presión de confinamiento lateral efectiva se emplea la siguiente ecuación:

$$f'_l = f_l k_e$$



Donde,  $f_l$  es la presión lateral provista por el refuerzo transversal, asumiendo que es uniformemente distribuida sobre toda la superficie del núcleo de concreto.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$k_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo, la cual se encuentra en función del área confinada efectiva del núcleo de concreto  $A_e$  y del área de concreto confinada  $A_{cc}$ .

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

Donde,  $\rho_{cc}$  es la cuantía del refuerzo longitudinal y  $A_c$  es el área del núcleo de la sección encerrado por los estribos o espirales, tomados a ejes.

En nuestro caso, al tratarse de secciones rectangulares se debe utilizar los criterios establecidos por Mander et al para este tipo de secciones, por lo tanto, al realizar el cálculo del área efectiva del núcleo confinado  $A_e$  debe aplicarse la siguiente ecuación:

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

Es posible que en elementos rectangulares de concreto existan diferentes cuantías de refuerzo transversal en las direcciones "x" y "y", por lo cual, estas cuantías pueden ser expresadas por:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}$$

y

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c}$$

Donde,  $A_{sx}$  y  $A_{sy}$  representan el área total de barras de refuerzo transversal en la dirección "x" y "y", respectivamente. Además, el esfuerzo de confinamiento lateral en el concreto, está dado por:

en la dirección "x"

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh}$$

y en la dirección “y”

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh}$$

Obteniendo cada uno de los valores con las ecuaciones anteriores, finalmente se puede tabular la curva de esfuerzo-deformación para el concreto confinado aplicando la solución general del criterio de rotura multi-axial mencionado anteriormente.

Las curvas esfuerzo-deformación de cada una de las secciones, fueron obtenidas mediante una hoja de cálculo y, una comparación con curvas elaboradas por el programa SAP2000 (Section Designer (SD)), corrobora las segundas, para que de esta manera se pueda ingresar los datos de las propiedades necesarias para el análisis. Con ayuda del software SAP2000, se realizó el análisis inelástico PUSHOVER que será tratado posteriormente en el Capítulo 5. (Ver Figura 4.2.2)

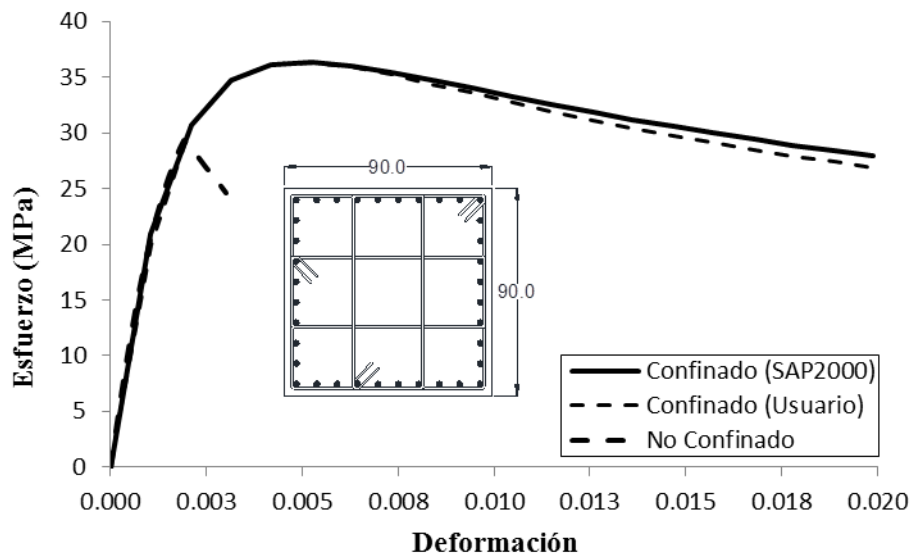
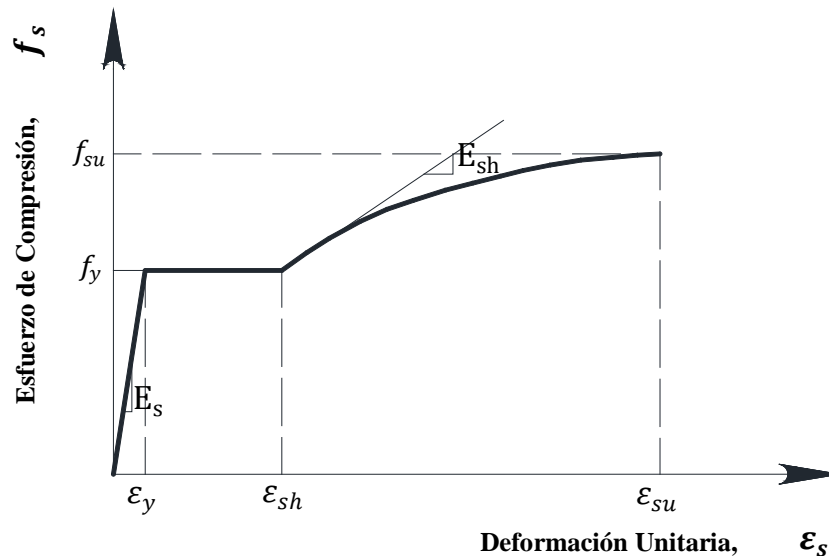


Figura 4.2.2 Curva esfuerzo-deformación, para concreto confinado y no confinado de columna en edificio de ocho niveles (Sistema Media Ductilidad)

### 4.3 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL ACERO

El acero de refuerzo, no es sólo el encargado para tomar fuerzas de tensión, como ha sido descrito anteriormente, éste es de suma importancia para dar ductilidad a todos los elementos cuando es proporcionado de manera transversal en los elementos; en tal sentido, es necesario conocer sus características no sólo sometido a una carga monótona, más bien comprender sus características ante cargas cíclicas reversibles y la representación real en la cual se debe tomar en cuenta la fluencia y el endurecimiento de éste hasta llegar a la falla.

La consideración elasto-plástica del acero de refuerzo no precisamente resulta una manera conservadora de representación del comportamiento, por el contrario, no considerar la sobrerresistencia en flexión y ductilidades en curvatura, puede llevar a las estructuras a modos de falla del tipo frágil, las cuales no son consideradas en la etapa de diseño; esto fue demostrado mediante ensayos en laboratorio (Rodríguez y Botero, 1995).



*Figura 4.3.1 Curva esfuerzo-deformación típico para barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas incrementales*

La representación de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo es mostrada en la Figura 4.3.1, en la cual está definida por intervalos como se muestra a continuación.

En el intervalo elástico y considerando que el módulo de elasticidad del acero de refuerzo es definido por  $E_s$ , el esfuerzo se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

En el intervalo de fluencia, la cual ocurre cuando  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ , en donde  $\varepsilon_y$  es la deformación del acero relacionada donde inicia la fluencia y  $\varepsilon_{sh}$  es la deformación del acero correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación. La curva puede ser evaluada como:

$$f_s = f_y$$

En el intervalo de endurecimiento se consideró que la deformación última  $\varepsilon_{su}$  es la correspondiente al esfuerzo máximo alcanzado por la barra  $f_{su}$ . La expresión utilizada para definir el intervalo de endurecimiento por deformación del acero fue propuesta por Mander et al (1984).

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P$$

El exponente  $P$  está definido por la siguiente expresión:

$$P = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

Un inconveniente de usar  $E_{sh}$  como parámetro de referencia es que variaciones pequeñas de valores experimentales que se obtengan conlleva a cambios significativos de los valores de  $P$ . Debido a esto Rodríguez y Botero 1995; consideraron elegir un punto experimental del intervalo de endurecimiento por deformación  $(\varepsilon_{sh1}, f_{sh1})$  con lo cual de la ecuación anterior se obtiene:

$$P = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{su1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}}$$

El modelo de Mander et al. (1984) sólo define el comportamiento del acero sometido a cargas axiales en tensión, mas no en compresión; no obstante, es posible obtener la curva esfuerzo-deformación del acero cuando está es sometida a una carga en compresión a partir de la curva en tensión.

El procedimiento para el cálculo de la curva del acero en compresión fue propuesto por Dodd y Restrepo (1995), en la cual se establece una equivalencia entre los esfuerzos y las deformaciones de las barras de acero sometidas a cargas de tensión y compresión.

Además, como hipótesis se tuvo que no existe pérdida del área de la sección transversal de la barra ensayada. El procedimiento no incluye el efecto del pandeo, ya que se considera que la barra es corta.

Basándose en lo anterior, Dodd y Restrepo (1995), definen el esfuerzo a la compresión como  $f_{cs}$  y la deformación debida a la compresión como  $\varepsilon_{cs}$ . El cálculo de estos se logran con las siguientes ecuaciones:

$$f_{cs} = -f_s(1 + \varepsilon_s)^2$$

$$\varepsilon_{cs} = \frac{-\varepsilon_s}{1 + \varepsilon_s}$$

En la Figura 4.3.2 se muestra la curva esfuerzo-deformación del acero en tensión y compresión, calculada como se explicó en los párrafos anteriores; finalmente se introdujo al programa SAP2000 (Section Designer) para el cálculo de las relaciones momento-curvatura, que son base para el análisis no lineal de carga incremental PUSHOVER.

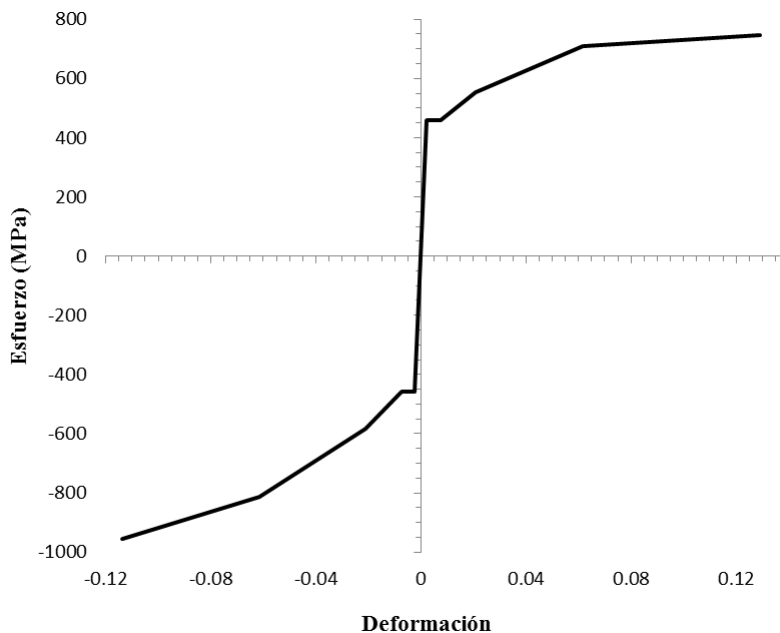


Figura 4.3.2 Curva esfuerzo-deformación en tensión y compresión

## CAPITULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL – PUSHOVER

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Generalmente, resulta antieconómico diseñar estructuras que permanezcan en el intervalo elástico cuando son sometidos a desplazamientos debidos a un evento sísmico. Las alternativas y enfoques ampliamente aceptados son: un diseño para niveles de fuerza reducidos y detallar la estructura de manera tal que pueda desarrollar ductilidad que permita mantener desplazamientos inelásticos, sin degradación significativa de fuerza (Priestley y Park, 1987); es decir la ductilidad es la capacidad que tienen los elementos, columnas y vigas, para incursionar en el intervalo inelástico, pero sin una pérdida significativa de su resistencia y rigidez.

En la Figura 5.1 se muestra la deformación lateral de una columna de puente, la cual esquematiza el procedimiento que se tomará como criterio primordial; por el cual, mediante la obtención de las relaciones momento-curvatura de nuestras secciones, permitirá obtener la curva fuerza-desplazamiento de nuestro sistema. Como se puede apreciar, un elemento sometido a una fuerza lateral desarrolla un desplazamiento correspondiente a esa fuerza y éstos a su vez son directamente proporcionales a las curvaturas y momentos desarrolladas en la sección, respectivamente, para un sistema de un grado de libertad; sin embargo, este criterio puede ser aplicado para sistemas de varios grados de libertad, como es nuestro caso, por lo cual, es importante en los análisis inelásticos la obtención de la relación momento-curvatura.

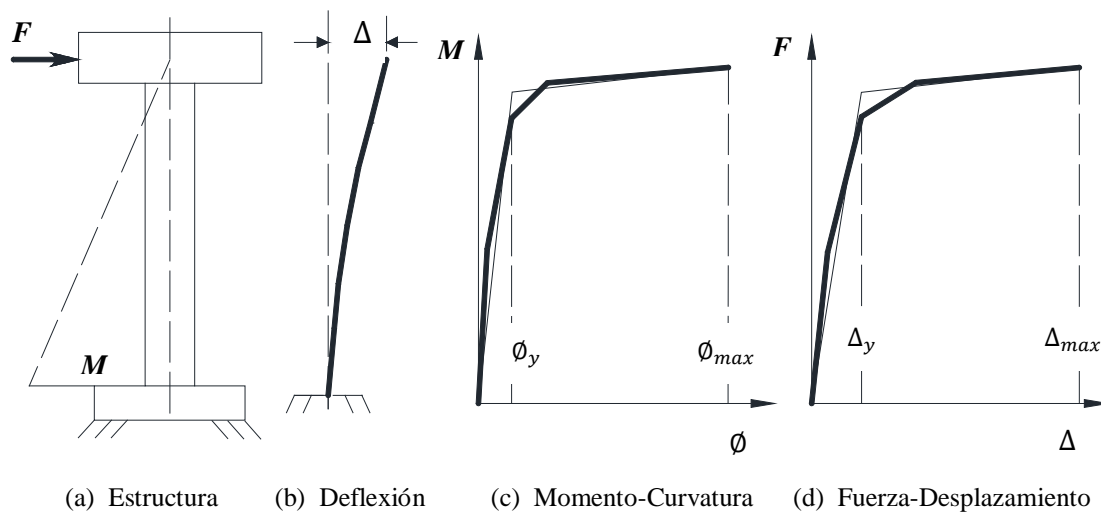


Figura 5.1 Deformación lateral de una columna

## 5.2 LÍMITES DE DEFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS MOMENTO-CURVATURA

Como se mencionó anteriormente, la obtención de la relación momento-curvatura de las secciones es primordial para llevar a cabo un análisis no lineal, sin embargo, es muy importante determinar la curvatura máxima  $\phi_{max}$  que puede desarrollar la sección con la cual se podrá determinar el desplazamiento máximo del elemento. Para la determinación de la curvatura máxima, es necesario establecer los criterios de falla, para nuestro caso se consideraron dos criterios de falla, la que corresponde al control de daño por deformación a compresión (ruptura del estribo y/o aplastamiento del concreto) y el límite de control de daño de deformación por tensión (pandeo de acero longitudinal); los cuales serán detallados a continuación.

### 5.2.1 Control de daño por deformación a compresión

Éste es establecido como el límite de deformación del concreto confinado que es usualmente relacionado con la ruptura del refuerzo transversal del núcleo del concreto. Puede ser estimado por la igualdad del incremento en la energía por deformación absorbida por el concreto por encima del valor apropiado para el concreto no confinado, a la capacidad de la energía por deformación del acero de confinamiento (Priestley 2007). Teniendo en cuenta un volumen unitario del núcleo de concreto bajo compresión axial uniforme, el aumento de la energía por deformación absorbida se puede expresar como:

$$SE_{conc} = C_1 f'_{cc} \varepsilon_{cu}$$

Donde,  $C_1$  es un coeficiente que depende de la forma de las curvas esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado. Del mismo modo, la capacidad de la energía por deformación del refuerzo transversal, relacionado a la misma unidad de volumen del núcleo de concreto puede ser expresado como:

$$SE_{rebar} = C_2 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}$$

Donde,  $C_2$  depende de la forma de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Para poder determinar la deformación relacionada a esta falla, es necesario conocer los valores de esfuerzo y deformación del concreto confinado y acero mencionados en el Capítulo 4, además, igualando las dos ecuaciones anteriores y asumiendo una deformación última para el concreto no confinado de  $\varepsilon_c = 0.004$ , se tiene:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{C_2 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{C_1 f'_{cc}} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Donde  $f_{yh}$  está definida por el esfuerzo de fluencia del acero transversal,  $\varepsilon_{su}$  es la deformación última del acero transversal,  $f'_{cc}$  es el esfuerzo máximo a la compresión del concreto confinado  $\gamma\rho_v$  es la cuantía volumétrica correspondiente al acero transversal. Se toma  $C_2/C_1 = 1.4$ , como valor promedio, basándose en las formas típicas de la curva esfuerzo-deformación del acero y el concreto.

### **5.2.2 Límite de Control de daño de deformación por tensión**

En este aspecto, es inapropiado utilizar  $\varepsilon_{su}$ , encontrado en los ensayos de carga monotónica mencionada en el Capítulo 4; ya que en primer lugar, bajo cargas cíclicas la deformación última efectiva a tensión es reducida por la máxima deformación a compresión  $\varepsilon_{sc}$ , alcanzada en un ciclo anterior; segundo, cuando se ha desarrollado una alta deformación a tensión, el acero de refuerzo es susceptible a pandearse cuando es sujeto a la carga reversible que coloca al acero en compresión. Este pandeo normalmente ocurre antes de que las grietas por flexión se cierren, y mientras las barras están aún sujetas a deformación por tensión. Esto genera bajos ciclos de fatiga de las barras de refuerzo y los niveles de deformación por tensión disminuyen significativamente. Los niveles de deformación dependerán de la cuantía volumétrica y espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal. Finalmente, basándose en esas consideraciones, el límite de deformación por tensión del acero se establece como  $\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su}$  (Priestley et al 2007).

### **5.3 IDEALIZACIÓN DE LA RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA**

Una de las herramientas básicas para el análisis inelástico de las estructuras es la relación momento-curvatura de las secciones de los elementos. Ésta se usa para determinar la resistencia de la sección, los estados límites de curvatura y también determinar la rigidez elástica (Priestley et al 2007).

Para propósitos del análisis, se obtienen resultados con la suficiente exactitud, con una idealización bilineal de la relación momento-curvatura, la cual consiste en una rama “elástica” inicial y una rama “plástica” post-fluencia (Priestley 2007). Para secciones de concreto reforzado es importante que la rama elástica no esté basada en la rigidez inicial de la sección no agrietada, ya que este valor es únicamente apropiado para niveles muy bajos de respuesta sísmica. El procedimiento normal es usar la rigidez secante, la cual se obtiene desde el origen hasta el punto donde se produce la primera fluencia, la pendiente de esta recta define la rigidez elástica efectiva. La primera fluencia es definida como el



punto en la curva momento-curvatura donde el refuerzo extremo en tensión alcanza su primera fluencia por deformación, o cuando la fibra extrema del concreto en compresión alcanza una deformación de 0.002, cual se presente primero.

El momento y la curvatura relacionados a la primera fluencia son denotados por  $M_y$  y  $\phi'_y$ , respectivamente; la primera línea ascendente desde el origen define la rigidez elástica se extrapola hasta alcanzar el momento nominal de capacidad  $M_N$ , el cual fue definido para nuestro caso, cuando ocurra en la fibra extrema en compresión una deformación de 0.003. Esta última es establecida por el ACI-318 y de la misma forma en las NTC. La curvatura correspondiente a este término es llamada curvatura nominal de fluencia  $\phi_y$ .

La rama plástica es definida por la conexión del punto de fluencia nominal  $(M_N; \phi_y)$  hasta la condición última  $M_u, \phi_u$ .

Finalmente, teniendo en cuenta los criterios para la idealización bilineal y al tener establecidos los límites de falla para determinar la curvatura máxima, se procedió al cálculo de las curvas momento-curvatura de las secciones de los elementos estructurales de los edificios de cuatro, seis y ocho niveles considerando los sistemas de baja, media y alta ductilidad, con uso del programa SAP2000 en su módulo Section Designer (SD). Hay que tener en cuenta que para las columnas los momentos-curvatura deben calcularse aplicando la carga axial correspondiente, la cual genera mayor capacidad de resistencia pero menor curvatura antes de la falla, como se verá más adelante.

El procedimiento aplicado en la idealización del momento-curvatura de las secciones es detallado brevemente en los siguientes pasos:

1. De la gráfica momento-curvatura obtenida del módulo Section Designer (SD) encontramos la curvatura debido a cuando se desarrolla la primera fluencia en la sección  $\phi'_y = 0.002$ .
2. Se debe establecer el momento nominal  $M_N$ , el cual corresponde a cuando la deformación en el concreto alcanza  $\epsilon_c = 0.003$ , siguiendo las consideraciones tanto del ACI-318 (2008) como las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

3. Trazar una línea que atraviese el punto perteneciente a  $\phi'_y$  y prolongarla hasta el valor de  $M_N$ , a la intersección se le conoce como  $\phi_y$ , este punto puede calcularse analíticamente como:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y$$

4. Finalmente, a partir del punto encontrado  $(\phi_y; M_N)$  se traza otra recta hasta la curvatura máxima  $(\phi_u; M_u)$ , la cual es establecida cuando ocurre la falla por pandeo de la barra de refuerzo longitudinal o la ruptura del estribo de confinamiento, la que ocurra primero.

Esta idealización bilineal del momento-curvatura de las secciones, permite a su vez, obtener la rigidez elástica, la cual corresponde a la pendiente de la rama inicial, que se consigue mediante:

$$EI_{el} = \frac{M_y}{\phi'_y} = \frac{M_N}{\phi_y}$$

Y la rigidez de la rama plástica está dada por:

$$EI_{pl} = \frac{M_u - M_N}{\phi_u - \phi_y}$$

En la Tabla 5.3, se presenta el cuadro resumen de las relaciones momento-curvatura (idealización bilineal) de las secciones de los elementos en los edificios de cuatro, seis y ocho niveles. Existe una notable diferencia en el momento y la curvatura que alcanzan las secciones de las columnas hasta llegar a su modo de falla, principalmente en los primeros niveles; los valores alcanzados difieren  $\phi = 0.02 \sim 0.03$  en curvaturas y  $M = 40\% \sim 70\%$  en momentos, entre el sistema de baja ductilidad y de media ductilidad; y  $\phi = 0.03 \sim 0.04$  en curvaturas y  $M = 40\% \sim 60\%$  en momentos, entre el sistema de media ductilidad y el de alta ductilidad. De la misma manera, la relación entre el sistema de baja ductilidad y el de alta ductilidad tanto en curvaturas y momentos últimos es aproximadamente 2~2.5 en todos los casos. El modo de falla que predomina en las columnas está delimitado por la ruptura del refuerzo transversal en los sistemas de baja y media ductilidad, mientras que en el sistema de alta ductilidad el modo de falla que predomina es la falla por pandeo del refuerzo longitudinal; estos resultados son de esperarse, debido a que en el sistema de

alta ductilidad existe una mayor cuantía volumétrica transversal que en los otros dos sistemas.

Para el caso de las relaciones momento-curvatura en vigas, tenemos que los valores alcanzados difieren  $\phi = 0.01 \sim 0.02$  en curvaturas y una relación en momentos de 1.5~2, entre el sistema de baja ductilidad y de media ductilidad; entre el sistema de media ductilidad y el de alta ductilidad se aprecia que los valores obtenidos en curvaturas son similares en todos los edificios; no obstante, se tienen momentos semejantes solo en los edificios de cuatro y seis niveles; caso contrario, en el edificio de ocho niveles existe una relación de 1.7. El modo de falla que se presenta en todas las vigas es el pandeo del refuerzo longitudinal, para los tres sistemas en estudio.

Tabla 5.3 Cuadro de resumen de relaciones momento-curvatura

RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA EN EDIFICIO DE 8 NIVELES										
NIVEL	BAJA DUCTILIDAD ( $Q=2 / \delta=0.015$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	100 x 100	505.51	0.00518	562.20	0.05110	40x100	225.72	0.00485	299.88	0.08210
2	100 x 100	505.51	0.00518	562.20	0.05110	40x100	225.72	0.00485	299.88	0.08210
3	100 x 100	505.51	0.00518	562.20	0.05110	40x90	160.15	0.00497	214.11	0.09202
4	90 x 90	297.40	0.00554	349.48	0.07640	40x90	160.15	0.00497	214.11	0.09202
5	90 x 90	297.40	0.00554	349.48	0.07640	40x80	105.54	0.00540	140.98	0.10450
6	80 x 80	156.30	0.00584	187.15	0.10380	40x80	105.54	0.00540	140.98	0.10450
7	80 x 80	156.30	0.00584	187.15	0.10380	30x60	30.84	0.00774	39.58	0.14250
8	80 x 80	156.30	0.00584	187.15	0.10380	30x60	30.84	0.00774	39.58	0.14250
NIVEL	MEDIA DUCTILIDAD ( $Q=3 / \delta=0.02$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	90 x 90	291.63	0.00564	327.16	0.07850	40x90	124.27	0.00504	163.51	0.09170
2	90 x 90	291.63	0.00564	327.16	0.07850	40x90	124.27	0.00504	163.51	0.09170
3	90 x 90	263.65	0.00537	298.17	0.07400	40x80	94.75	0.00567	123.09	0.10410
4	90 x 90	263.65	0.00537	298.17	0.07400	40x80	94.75	0.00567	123.09	0.10410
5	80 x 80	167.85	0.00600	199.77	0.10410	40x80	94.75	0.00567	123.09	0.10410
6	80 x 80	167.85	0.00600	199.77	0.10410	30x60	30.73	0.00767	39.56	0.14070
7	80 x 80	167.85	0.00600	199.77	0.10410	30x60	30.73	0.00767	39.56	0.14070
8	80 x 80	167.85	0.00600	199.77	0.10410	30x60	30.73	0.00767	39.56	0.14070
NIVEL	ALTA DUCTILIDAD ( $Q=4 / \delta=0.03$ )									
	COLUMNAS					VIGAS				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	80 x 80	204.78	0.00645	236.02	0.10410	30x90	73.14	0.00512	92.82	0.09170
2	80 x 80	204.78	0.00645	236.02	0.10410	30x90	73.14	0.00512	92.82	0.09170
3	80 x 80	195.13	0.00630	226.65	0.10380	30x80	54.31	0.00589	68.21	0.10360
4	80 x 80	195.13	0.00630	226.65	0.10380	30x80	54.31	0.00589	68.21	0.10360
5	80 x 80	172.53	0.00630	205.81	0.10360	30x70	38.26	0.00664	47.77	0.11980
6	80 x 80	172.53	0.00630	205.81	0.10360	30x70	38.26	0.00664	47.77	0.11980
7	70 x 70	102.42	0.00674	127.12	0.11980	30x60	23.02	0.00796	28.30	0.14150
8	70 x 70	102.42	0.00674	127.12	0.11980	30x60	23.02	0.00796	28.30	0.14150

<b>RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA EN EDIFICIO DE 6 NIVELES</b>										
NIVEL	<b>BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / <math>\delta=0.015</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	90 x 90	392.37	0.00572	451.60	0.05570	40x90	130.52	0.00490	167.59	0.08378
2	90 x 90	298.08	0.00555	349.83	0.07580	40x90	145.44	0.00489	191.37	0.08664
3	90 x 90	254.13	0.00544	301.56	0.08350	40x80	111.12	0.00574	142.87	0.08990
4	80 x 80	174.25	0.00615	205.18	0.08864	40x80	111.12	0.00574	142.87	0.08990
5	80 x 80	174.25	0.00615	205.18	0.08864	30x70	48.58	0.00682	63.32	0.12120
6	80 x 80	174.25	0.00615	205.18	0.08864	30x70	38.09	0.00647	47.77	0.12020
NIVEL	<b>MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / <math>\delta=0.02</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	90 x 90	264.07	0.00540	298.65	0.07390	35x80	76.83	0.00595	98.82	0.10450
2	90 x 90	233.22	0.00533	270.46	0.08455	35x80	76.83	0.00595	98.82	0.10450
3	90 x 90	233.22	0.00533	270.46	0.08455	35x80	76.83	0.00595	98.82	0.10450
4	80 x 80	156.28	0.00582	187.32	0.10450	35x80	76.83	0.00595	98.82	0.10450
5	80 x 80	156.28	0.00582	187.32	0.10450	30x60	24.11	0.00715	29.92	0.14310
6	80 x 80	156.28	0.00582	187.32	0.10450	30x60	24.11	0.00715	29.92	0.14310
NIVEL	<b>ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / <math>\delta=0.03</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	70 x 70	141.00	0.00734	166.39	0.12020	40x80	77.86	0.00584	99.21	0.10410
2	70 x 70	141.00	0.00734	166.39	0.12020	40x80	77.86	0.00584	99.21	0.10410
3	70 x 70	141.00	0.00734	166.39	0.12020	35x70	47.12	0.00622	59.63	0.11970
4	70 x 70	141.00	0.00734	166.39	0.12020	35x70	47.12	0.00622	59.63	0.11970
5	60 x 60	66.21	0.00807	80.84	0.14300	30x60	24.02	0.00784	29.92	0.14220
6	60 x 60	66.21	0.00807	80.84	0.14300	30x60	24.02	0.00784	29.92	0.14220

<b>RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA EN EDIFICIO DE 4 NIVELES</b>										
NIVEL	<b>BAJA DUCTILIDAD (Q=2 / <math>\delta=0.015</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	60 x 60	133.24	0.00942	151.53	0.09660	35x80	76.95	0.00558	98.68	0.10410
2	60 x 60	111.06	0.00871	128.36	0.11380	35x80	76.95	0.00558	98.68	0.10410
3	60 x 60	85.83	0.00868	103.80	0.13150	30x60	30.85	0.00777	39.58	0.14250
4	60 x 60	85.83	0.00868	103.80	0.13150	30x60	30.85	0.00777	39.58	0.14250
NIVEL	<b>MEDIA DUCTILIDAD (Q=3 / <math>\delta=0.02</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	60 x 60	96.48	0.00895	109.71	0.12900	35x70	38.26	0.00664	47.78	0.12050
2	60 x 60	79.66	0.00864	91.92	0.14250	35x70	38.26	0.00664	47.78	0.12050
3	60 x 60	79.66	0.00864	91.92	0.14250	30x60	24.18	0.00787	29.91	0.14220
4	60 x 60	79.66	0.00864	91.92	0.14250	30x60	24.18	0.00787	29.91	0.14220
NIVEL	<b>ALTA DUCTILIDAD (Q=4 / <math>\delta=0.03</math>)</b>									
	<b>COLUMNAS</b>					<b>VIGAS</b>				
	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$	Sección	My	$\phi_y$	Mu	$\phi_u$
1	50 x 50	64.26	0.01163	77.44	0.17490	30x70	38.26	0.00664	47.77	0.11980
2	50 x 50	55.07	0.01146	65.65	0.17410	30x60	24.20	0.00791	29.91	0.14300
3	50 x 50	55.07	0.01146	65.65	0.17410	30x60	17.98	0.00805	21.48	0.14220
4	50 x 50	55.07	0.01146	65.65	0.17410	30x60	17.98	0.00805	21.48	0.14220

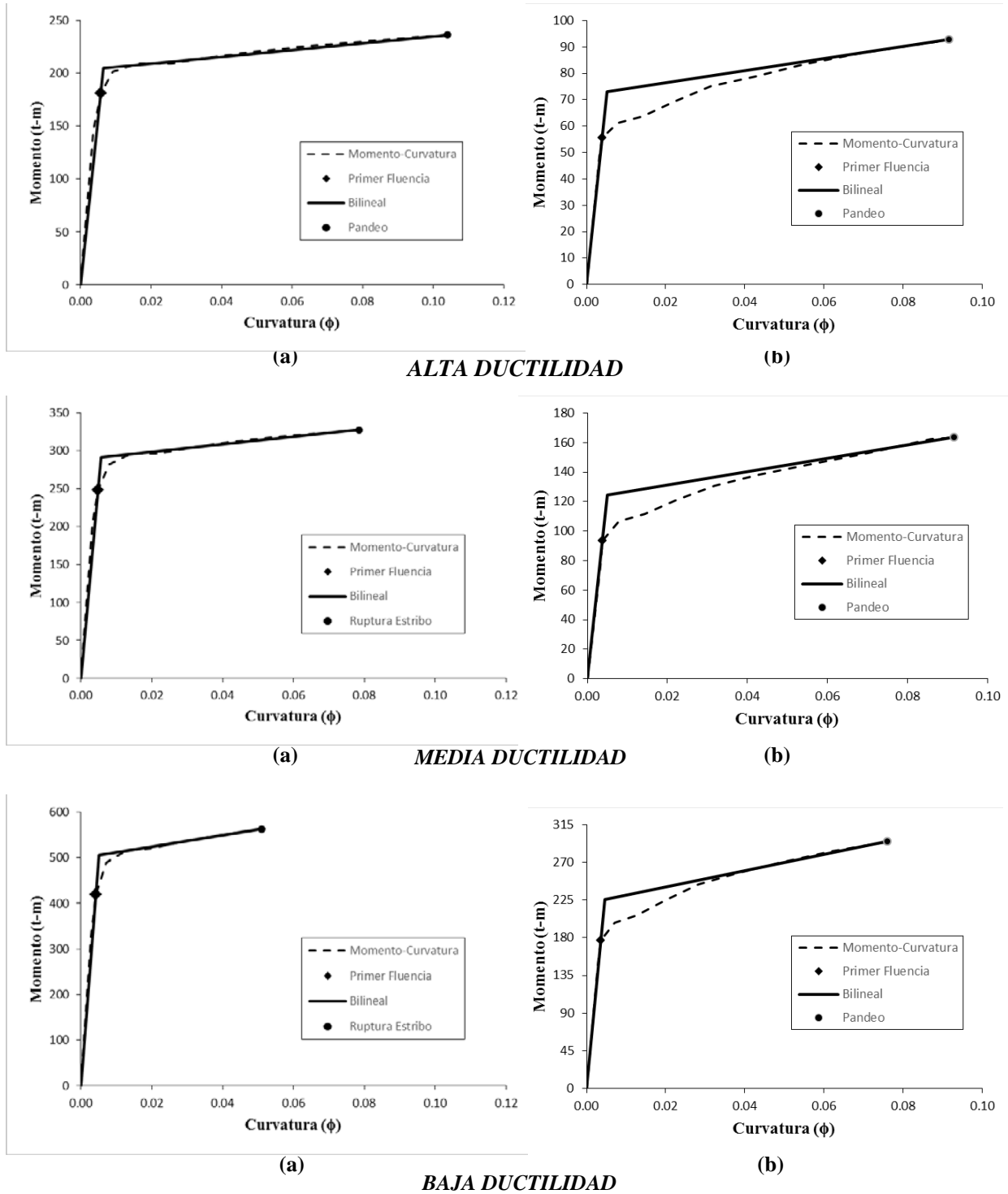


Figura 5.3 Idealización Momento-Curvatura de Columnas (a) y Vigas (b), del primer nivel para edificio de 8 niveles.

En la Figura 5.3, se muestran las curvas momento-curvatura y la idealización bilineal de las secciones de los elementos estructurales (vigas y columnas), del primer nivel únicamente, para los sistemas de alta, media y baja ductilidad del edificio de ocho niveles; esta, permite visualizar la diferencia que existe en relación a capacidad de curvatura y de resistencia para cada uno de los sistemas estructurales, principalmente en columnas como se explicó en párrafos anteriores.

#### 5.4 LONGITUD DE PLASTIFICACIÓN

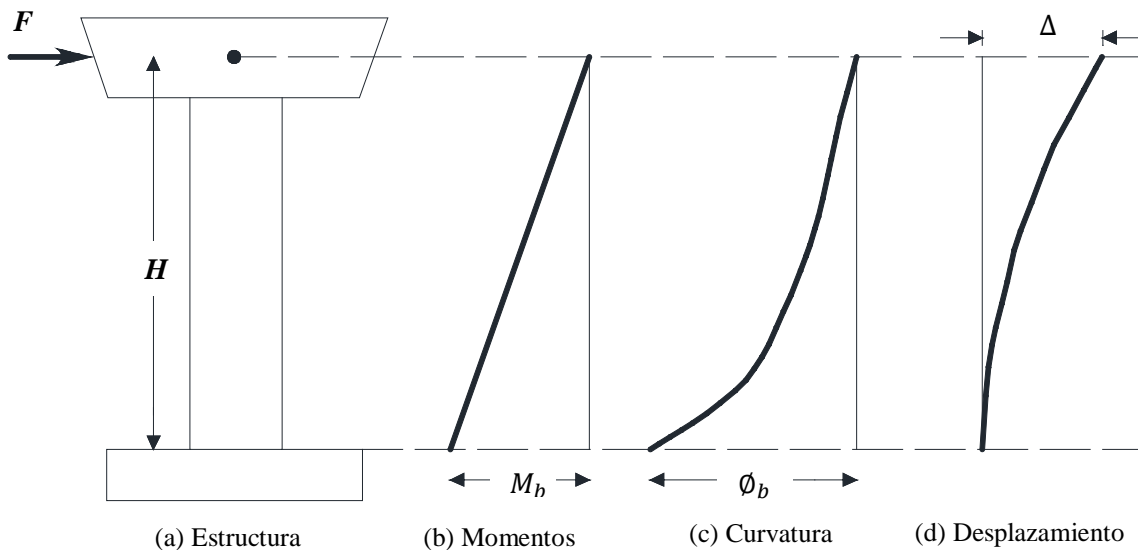


Figura 5.4.1 Obtención del desplazamiento a partir de la distribución de curvatura

La Figura 5.4.1 ilustra el método aproximado para obtener el desplazamiento en la parte superior de una columna de puente sometido a una fuerza lateral  $F$ , a partir de la relación momento-curvatura, y por lo tanto, poder obtener la respuesta fuerza-desplazamiento. El procedimiento, aunque está relacionado con una columna de puente por simplicidad, es en general para columnas y muros, y puede ser adaptado fácilmente para desarrollar una respuesta fuerza-rotación, que puede ser más general para elementos viga. (Priestley et al 2007).

El enfoque con el que se realizará el análisis inelástico está basado en el concepto de una "rótula plástica", de longitud  $L_p$ . La longitud de la rótula plástica incorpora la longitud de deformación por penetración  $L_{sp}$  como se muestra en la Figura 5.4.2. Además, la distribución de curvatura de fluencia en la columna se supone que es lineal, siendo congruente con la idealización bilineal de la curva momento-curvatura.

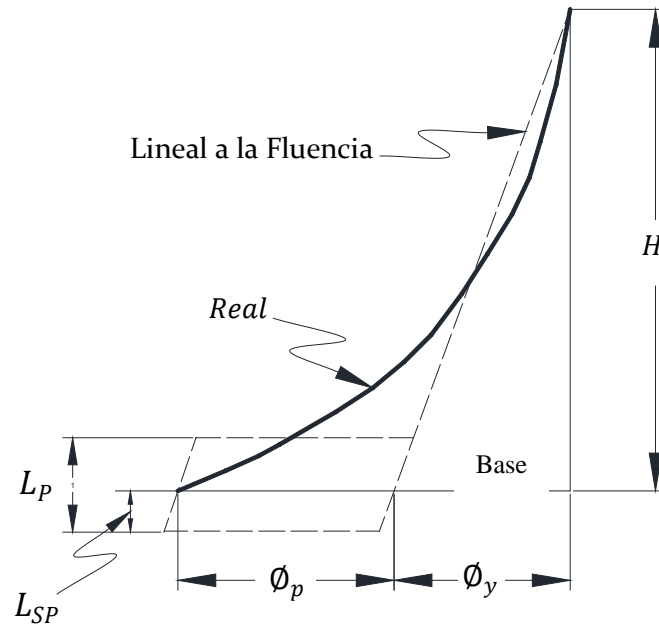


Figura 5.4.2 Idealización de distribución de la curvatura

La longitud de deformación por penetración,  $L_{SP}$  puede ser tomada por:

$$L_{SP} = 0.022f_{ye}d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa})$$

Donde,  $f_{ye}$  y  $d_{bl}$  son el esfuerzo a la fluencia y el diámetro del refuerzo longitudinal, y la longitud de la rótula plástica  $L_p$  (Priestley et al), para columnas y vigas está dada por:

$$L_p = kH + L_{SP} \geq 2L_{SP}$$

Dónde:

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

Un cálculo opcional había sido establecido anteriormente por Priestley y Park como:

$$L_p = 0.08L + 6d_{bl}$$

Para fines de este estudio, solo para las columnas del primer nivel, se adoptó el criterio establecido por Priestley et al., debido a que solo en éstas se presenta la longitud de deformación por penetración, en su conexión con la cimentación  $L_{SP}$ . Para los otros casos la longitud de plastificación se calculó con la expresión aproximada  $L_p = 0.5h$ , donde  $h$  es la mayor dimensión de la sección transversal en análisis. Por otro lado, para las vigas se estableció como longitud de rótula plástica  $L_p = 0.5h$ .

## 5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER

El análisis estático no lineal PUSHOVER es una herramienta utilizada para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras nuevas y ya existentes. Este análisis proveerá información para la evaluación del sistema estructural frente a demandas sísmicas impuestas por el movimiento del suelo. Sin embargo, se debe tener en cuenta algunas particularidades al momento de realizar análisis de este tipo. Un punto importante es que este análisis no permite conocer los efectos en los elementos frente a una carga cíclica; otro aspecto importante a tener en cuenta es el efecto de modos superiores de vibración, los cuales fueron estudiados por Seneviratna et al. (1998), en donde sería más adecuado realizar un análisis dinámico paso a paso.

Teniendo presentes todos los conceptos y criterios propuestos en este capítulo, se procedió a realizar los análisis no lineales, PUSHOVER, para los edificios de cuatro, seis y ocho niveles, considerando los sistemas de alta, media y baja ductilidad para cada edificio. Para los análisis llevados a cabo, se utilizó como patrón de carga lateral, la variación triangular en altura; ya que en edificios con poca altura se obtiene buenos resultados, Seneviratna et al (1998). Además, que en este caso por la regularidad de la planta y de la elevación de los edificios, el primer modo de vibración predomina en todos los sistemas; por lo cual realizar el análisis PUSHOVER es adecuado.

Los análisis PUSHOVER fueron realizados con ayuda del programa comercial SAP2000 (CSI), el cual permite el ingreso de datos de todas las propiedades mecánicas de los materiales (elásticas e inelásticas), creación de las secciones transversales de los elementos estructurales permitiendo el detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal, en su módulo Section Designer (SD); a su vez permite obtener las relaciones momento-curvatura y finalmente definir las rótulas plásticas en cada uno de los elementos estructurales, los cuales, permiten evaluar cada una de ellas hasta que se produzca en alguno de los elementos el modo de falla que corresponderá al colapso del sistema estructural.

En la Tabla 5.5 se muestran los resultados obtenidos de las curvas PUSHOVER de los distintos edificios considerando los tres tipos de sistemas estructurales. En esta se aprecian tres puntos importantes obtenidos de las curvas, las cuales describen la relación entre a la fuerza cortante basal y el desplazamiento respectivo, en las fases de diseño, fluencia y colapso. En una primera instancia se calculó el valor de sobrerresistencia



$V_y/V_{diseño}$ , para todos los sistemas, donde se obtuvieron valores en un intervalo de 2.5~4, lo cual indica que la sobrerresistencia de los sistemas estructurales, en un promedio, es el triple de su fuerza de diseño hasta llegar a la fase de fluencia del sistema. La sobrerresistencia que se obtiene al relacionar la fuerza máxima correspondiente al colapso y la fuerza correspondiente a la fluencia, tenemos que en los sistemas de baja ductilidad esta relación está en un intervalo de 1.6~1.8, mientras que en los sistemas de media y alta ductilidad esta relación está en un intervalo de 2.0~2.2, mostrando que en los sistemas de media y alta ductilidad se alcanzan mayores resistencias que el sistema de baja ductilidad. Respecto a la ductilidad por desplazamiento se encontraron valores promedio de  $\mu_{\Delta} = 6.5$ ,  $\mu_{\Delta} = 9.0$  y  $\mu_{\Delta} = 11.0$  para los sistemas de baja, media y alta ductilidad respectivamente.

*Tabla 5.5 Cuadro de resumen de análisis PUSHOVER*

EDIFICIO DE 4 NIVELES									
<i>Sistema</i>	$V_{diseño}$ (t)	$\Delta_{diseño}$ (m)	$V_y$ (t)	$\Delta_y$ (m)	$V_y/V_{diseño}$	$V_{bmáx}$ (t)	$\Delta_{máx}$ (m)	$R$	$\mu_{\Delta}$
<b>Baja Ductilidad</b>	394.57	0.02	1051.10	0.07	2.66	1746.84	0.36	1.66	5.35
<b>Media Ductilidad</b>	208.31	0.01	618.33	0.04	2.97	1305.81	0.40	2.11	9.22
<b>Alta Ductilidad</b>	157.97	0.02	459.62	0.05	2.91	1004.51	0.48	2.19	10.21
EDIFICIO DE 6 NIVELES									
<b>Baja Ductilidad</b>	674.33	0.03	1982.94	0.09	2.94	3428.50	0.58	1.73	6.76
<b>Media Ductilidad</b>	334.30	0.02	1259.30	0.07	3.77	2632.46	0.63	2.09	9.16
<b>Alta Ductilidad</b>	236.19	0.02	878.73	0.07	3.72	1908.48	0.72	2.17	10.68
EDIFICIO DE 8 NIVELES									
<b>Baja Ductilidad</b>	971.59	0.04	2475.45	0.11	2.55	4501.40	0.80	1.82	7.15
<b>Media Ductilidad</b>	484.39	0.03	1550.43	0.10	3.20	3095.96	0.82	2.00	8.52
<b>Alta Ductilidad</b>	365.13	0.03	906.53	0.08	2.48	2025.10	0.98	2.23	12.10

En los incisos 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3 se muestran las gráficas de las curvas fuerza-desplazamiento, como también las secuencias de formación de rótulas plásticas en los elementos para los edificios de cuatro, seis y ocho niveles respectivamente. Sobre éstas se tienen indicadores que corresponden a las distintas fases en que se van produciendo las articulaciones plásticas en los elementos estructurales de cada edificio, las cuales están relacionadas a un incremento en la carga lateral.

En todos los casos se puede observar que la fluencia ocurre en la fase número 2, donde se muestran considerables articulaciones primordialmente en vigas y algunas columnas,

la fase número 2 está relacionada al cortante basal de fluencia  $V_y$ , mostrada en la Tabla 5.5. Cabe precisar que los análisis PUSHOVER se detienen cuando algún elemento, tanto vigas como columnas, llega a su capacidad máxima de rotación, la cual está delimitada por los modos de falla establecidos anteriormente; a este punto se denomina colapso. Es importante resaltar que en las secuencias de rótulas plásticas mostradas para cada sistema, el colapso en los sistemas de alta ductilidad se presenta porque las vigas llegan a su máxima capacidad de rotación, al igual que en los sistemas de media ductilidad; sin embargo, el colapso en los sistemas de baja ductilidad se presenta cuando una columna del primer nivel llega a su máxima capacidad de rotación; todo esto tanto en los edificios de cuatro, seis y ocho niveles. Las curvaturas alcanzadas en las secciones de los elementos están directamente relacionadas con la capacidad de rotación final de los elementos, por consiguiente, era de esperarse la falla en las columnas de los sistemas de baja ductilidad, ya que en las relaciones momento-curvatura presentadas en el Capítulo 5.3, se mostró la poca capacidad de curvatura de las secciones de las columnas respecto a las de las vigas, las cuales poseen mayor capacidad de curvatura que las columnas y que son similares para todos los sistemas.

### 5.5.1 PUSHOVER - Edificio cuatro niveles

#### a) Alta ductilidad:

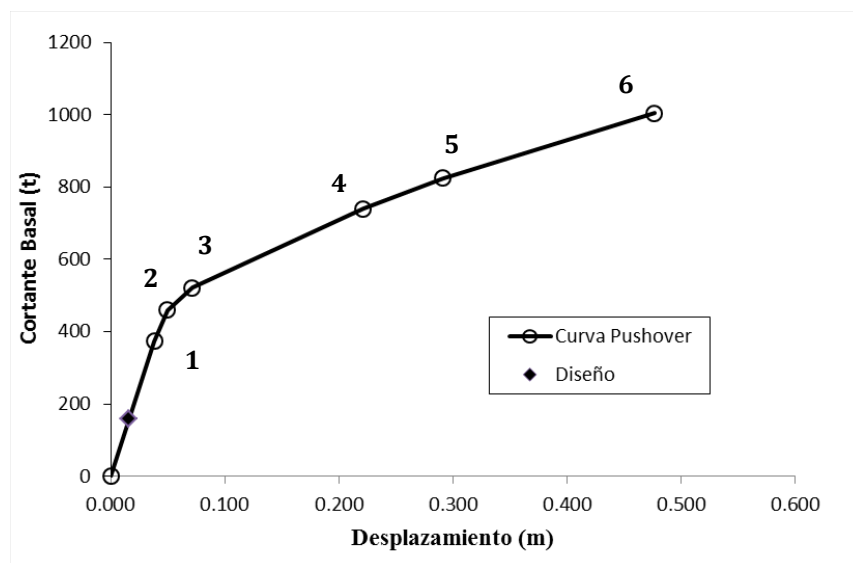
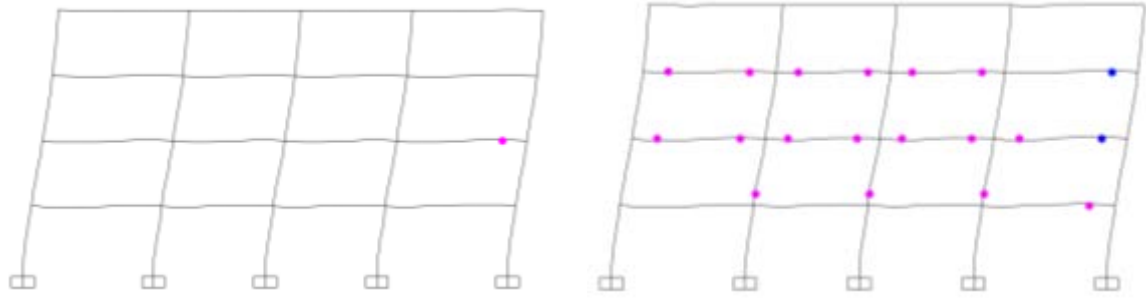
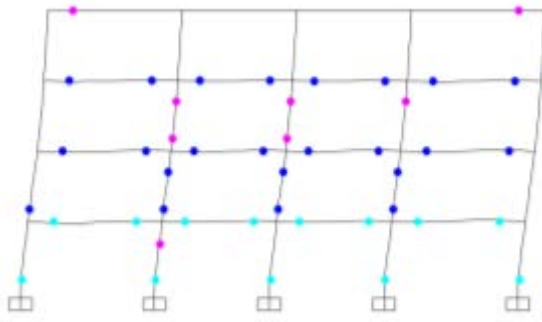


Figura 5.5.1 (a) Curva PUSHOVER – 4 niveles (Alta ductilidad)

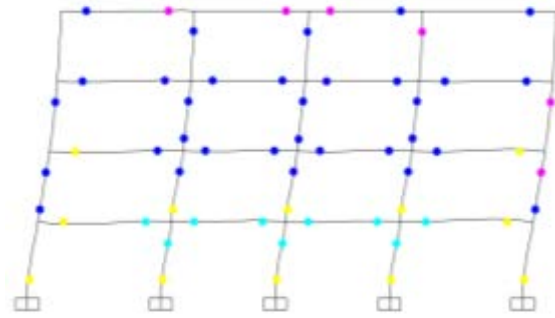


Fase 1:  $V = 373.7 \text{ t}$

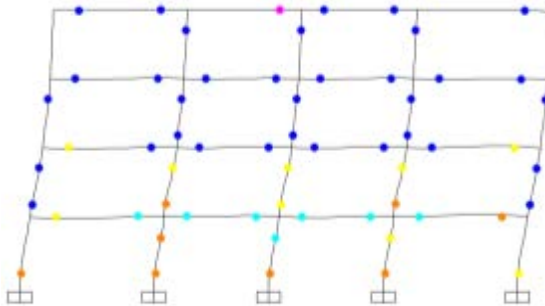
Fase 2:  $V = 459.6 \text{ t}$



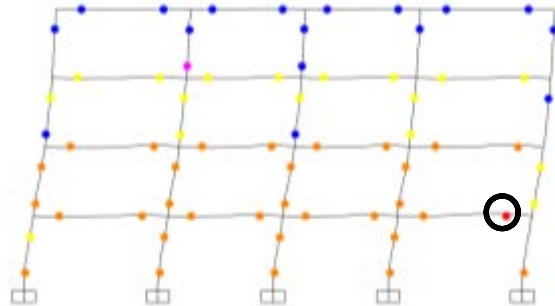
Fase 3:  $V = 521.57 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 769.5 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 824.3 \text{ t}$



Fase 6:  $V = 1004.5 \text{ t}$

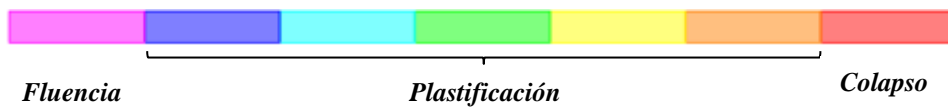


Figura 5.5.1 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 4 niveles (Alta ductilidad)

**b) Media ductilidad:**

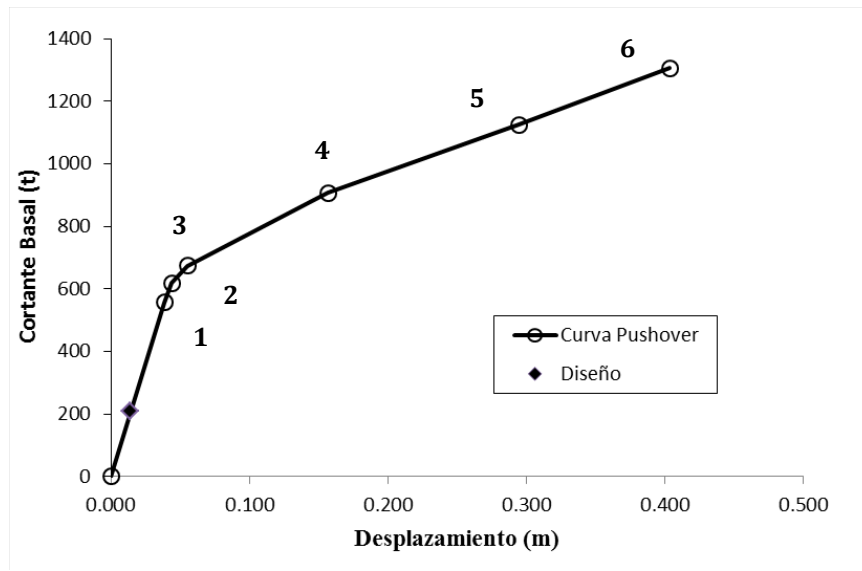
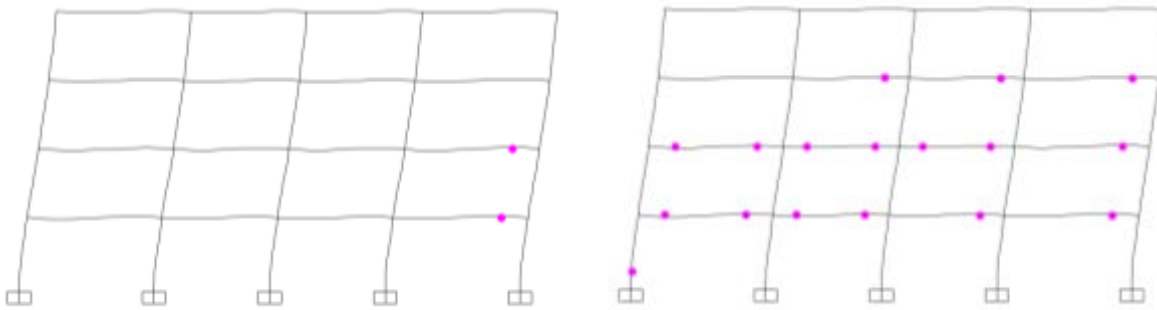
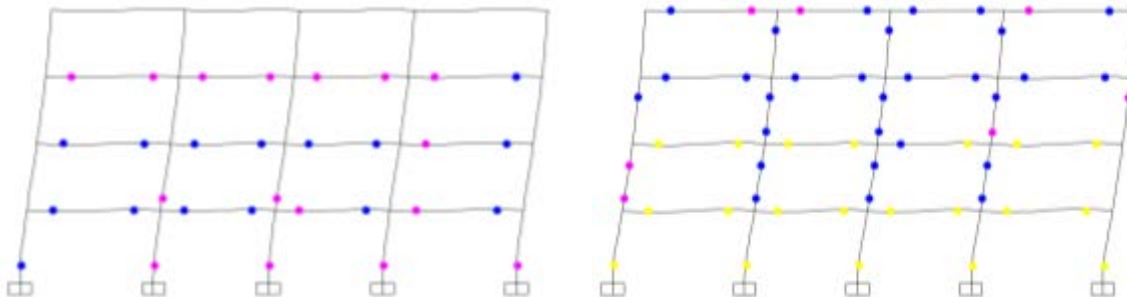


Figura 5.5.2 (a) Curva PUSHOVER – 4 niveles (Media ductilidad)



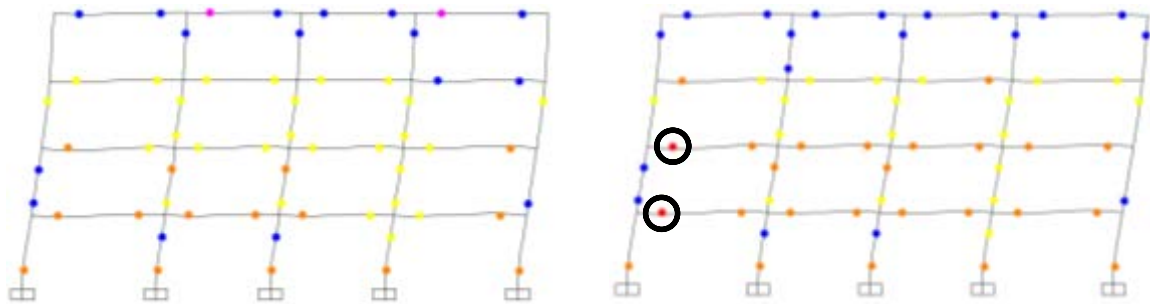
Fase 1:  $V = 557.07 \text{ t}$

Fase 2:  $V = 618.33 \text{ t}$



Fase 3:  $V = 674.09 \text{ t}$

Fase 4:  $V = 906.15 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 1124.27 \text{ t}$

Fase 6:  $V = 1305.81 \text{ t}$

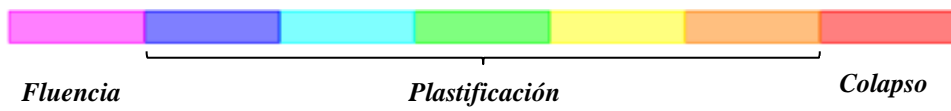


Figura 5.5.2 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 4 niveles (Media ductilidad)

**c) Baja ductilidad:**

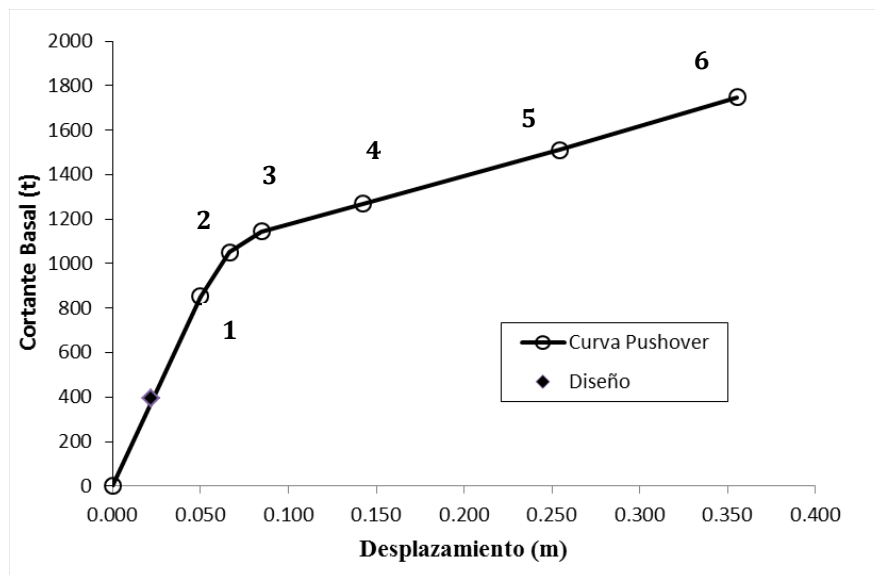
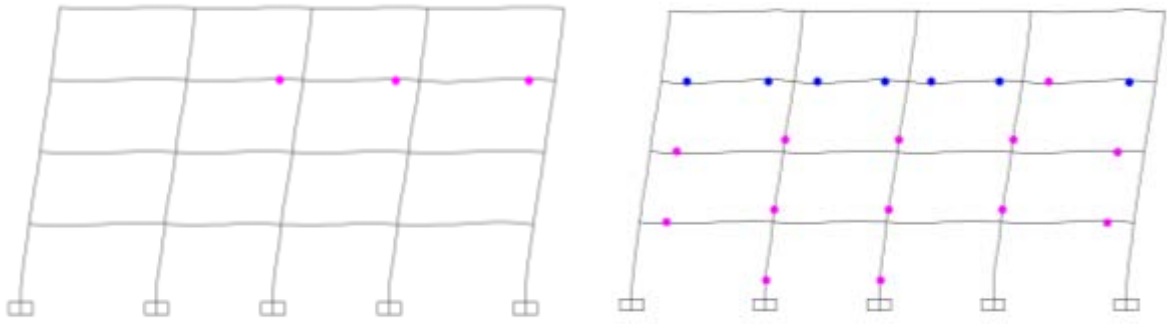
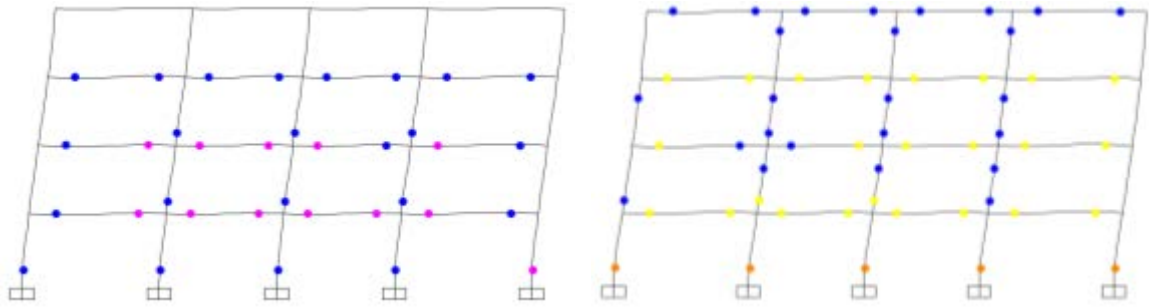


Figura 5.5.3 (a) Curva PUSHOVER – 4 niveles (Baja ductilidad)



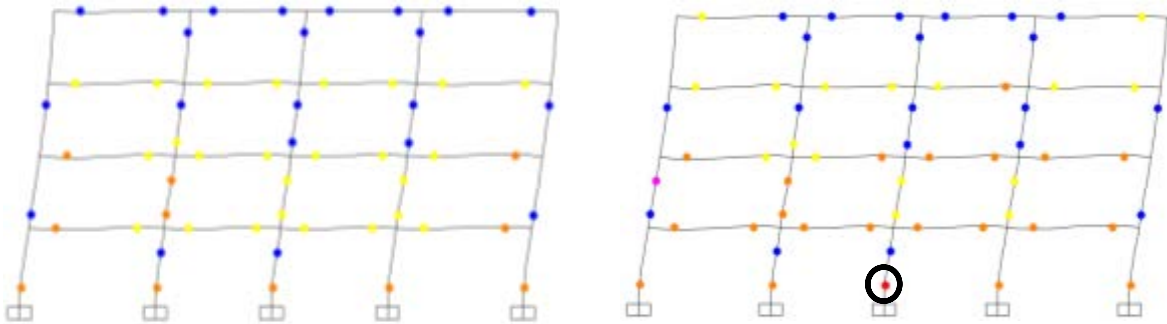
Fase 1:  $V = 851.41 \text{ t}$

Fase 2:  $V = 1051.10 \text{ t}$



Fase 3:  $V = 1144.61 \text{ t}$

Fase 4:  $V = 1268.14 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 1511.77 \text{ t}$

Fase 6:  $V = 1746.84 \text{ t}$

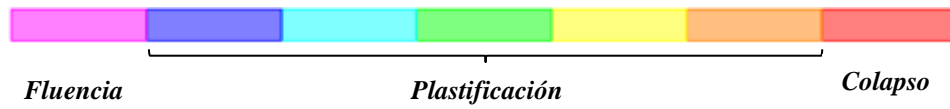


Figura 5.5.3 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 4 niveles (Baja ductilidad)

## 5.5.2 PUSHOVER - Edificio seis niveles

a) Alta ductilidad:

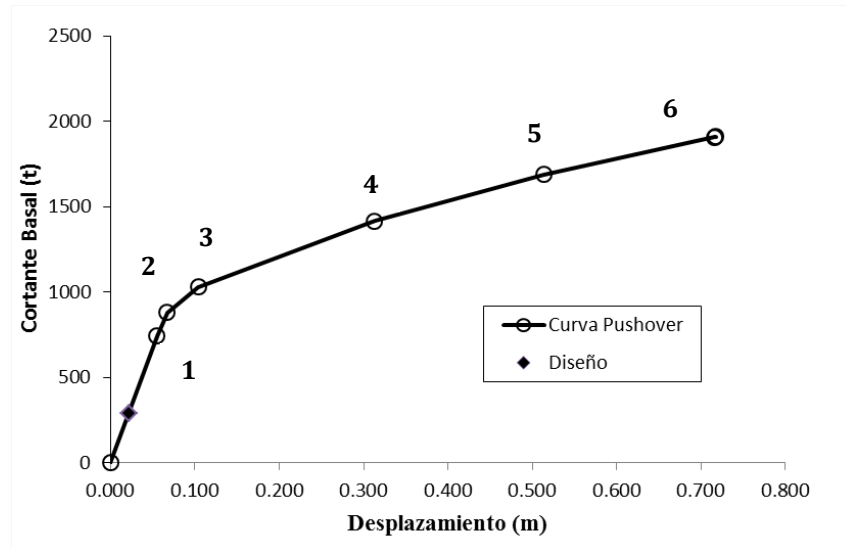
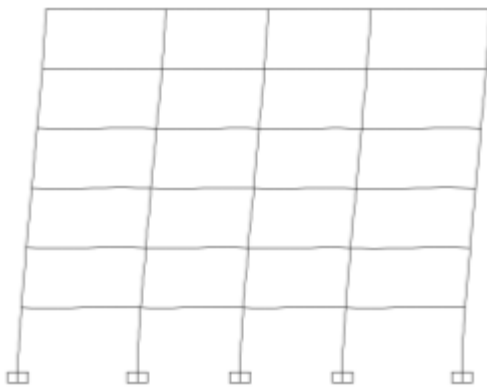
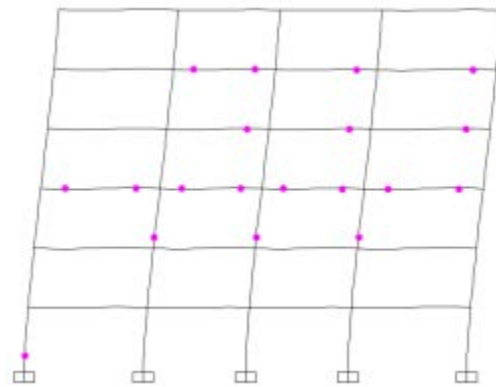


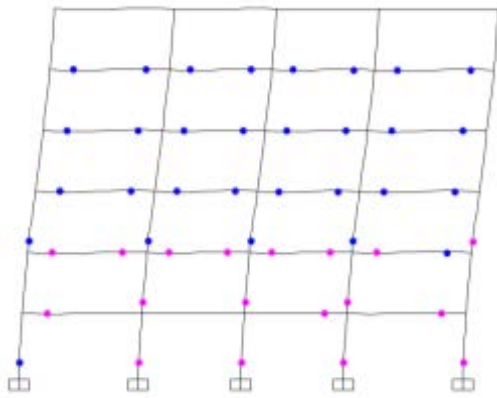
Figura 5.5.4 (a) Curva PUSHOVER – 6 niveles (Alta ductilidad)



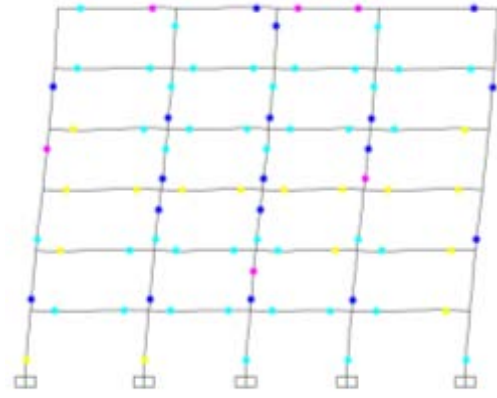
Fase 1:  $V = 743.62 \text{ t}$



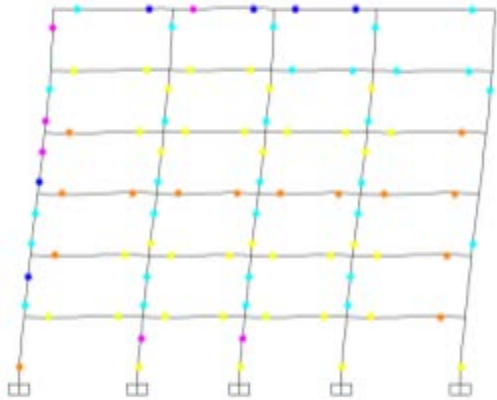
Fase 2:  $V = 878.73 \text{ t}$



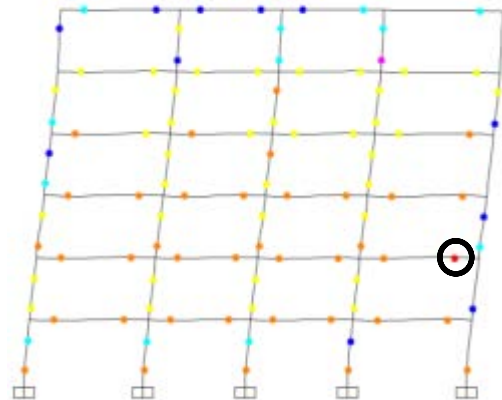
Fase 3:  $V = 1029.04 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 1416.61 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 1688.11 \text{ t}$



Fase 6:  $V = 1908.48 \text{ t}$

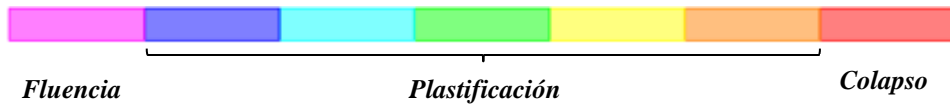


Figura 5.5.4 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 6 niveles (Alta ductilidad)



**b) Media ductilidad:**

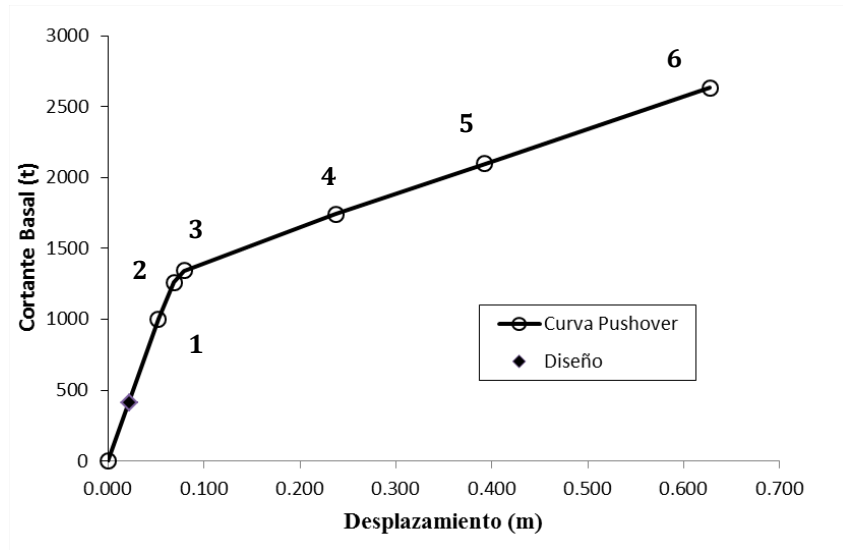
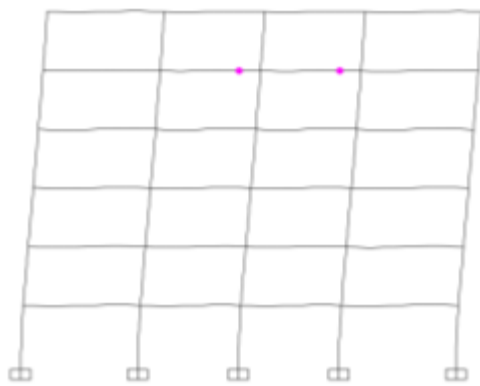
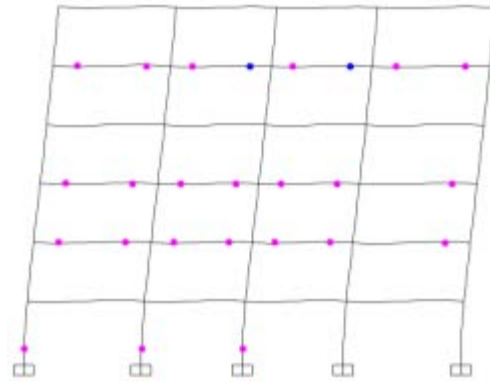


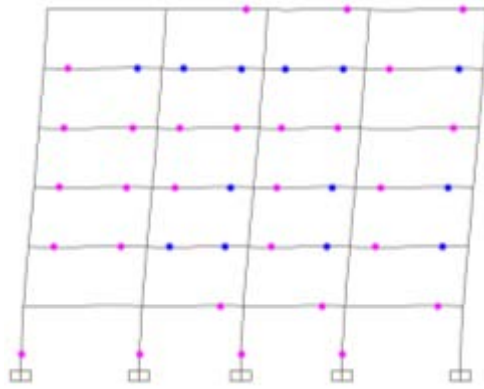
Figura 5.5.5 (a) Curva PUSHOVER – 6 niveles (Media ductilidad)



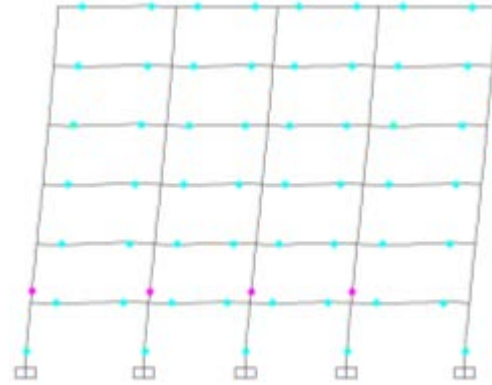
Fase 1:  $V = 1001.92 \text{ t}$



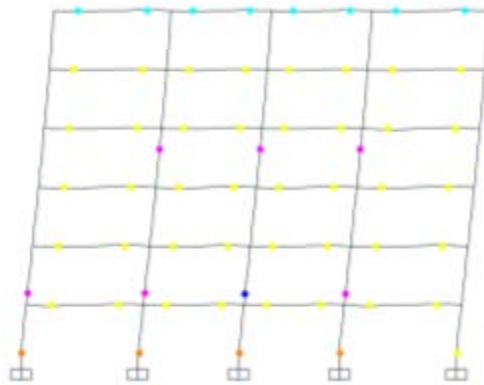
Fase 2:  $V = 1259.30 \text{ t}$



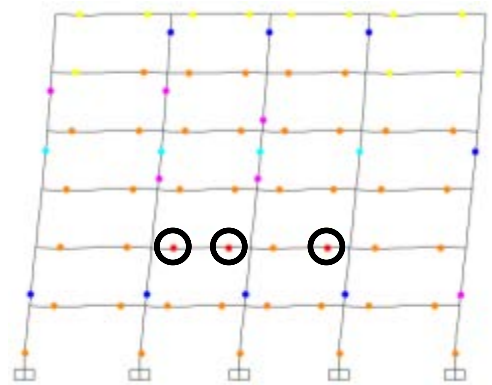
Fase 3:  $V = 1342.51 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 1741.90 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 2096.90 \text{ t}$



Fase 6:  $V = 2632.46 \text{ t}$

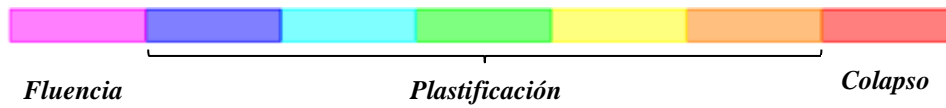


Figura 5.5.5 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 6 niveles (Media ductilidad)

c) Baja ductilidad:

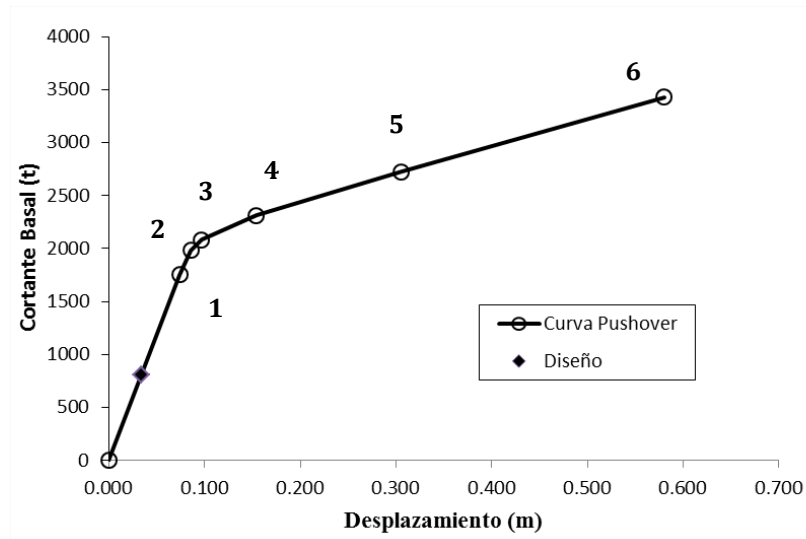
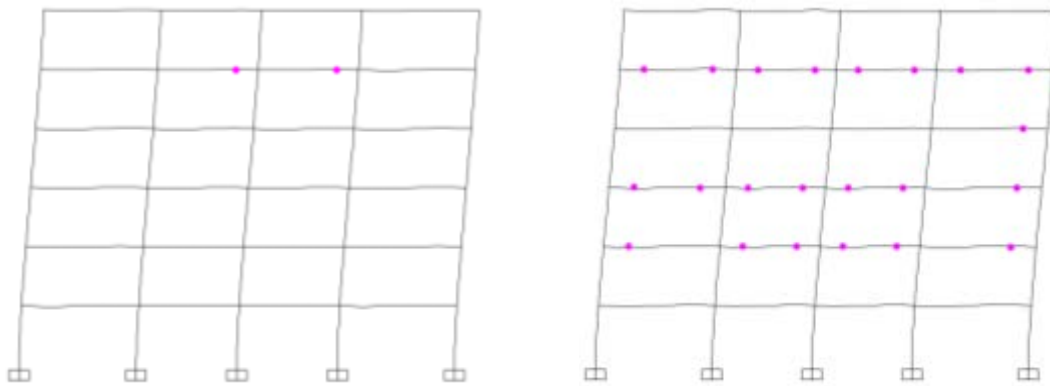
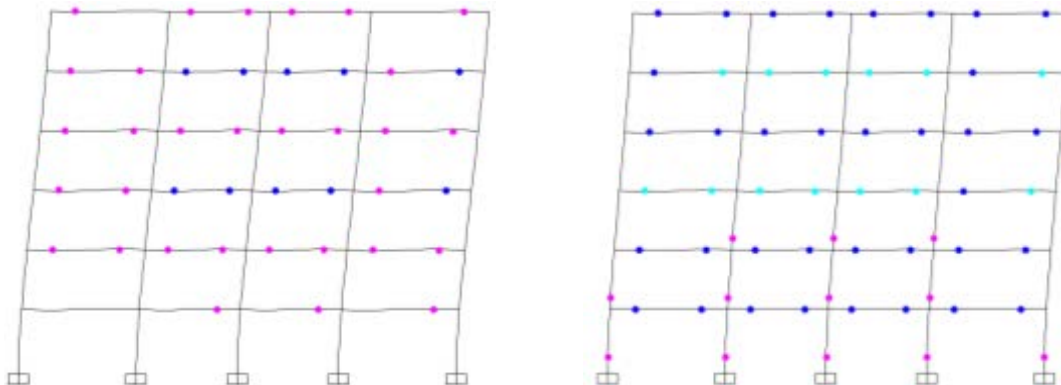


Figura 5.5.6 (a) Curva PUSHOVER – 6 niveles (Baja ductilidad)



Fase 2:  $V = 1982.94 \text{ t}$

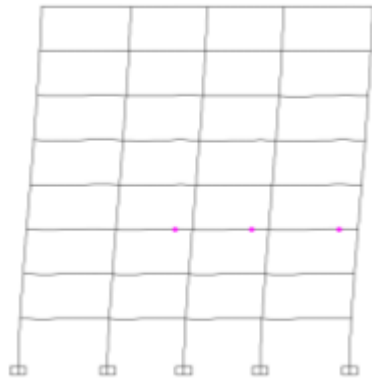
Fase 1:  $V = 1751.33 \text{ t}$



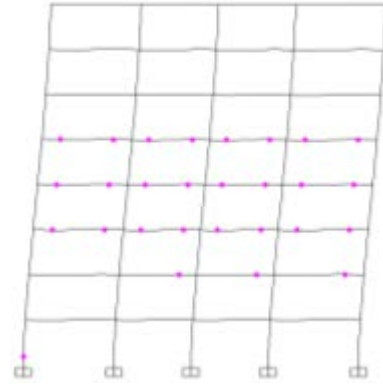
Fase 3:  $V = 2083.60 \text{ t}$

Fase 4:  $V = 2315.33 \text{ t}$

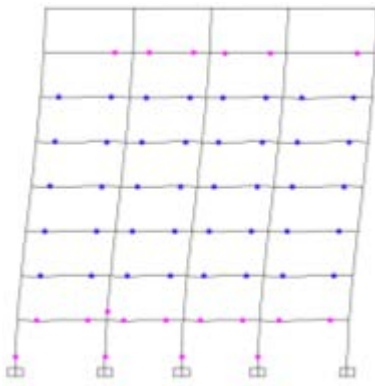




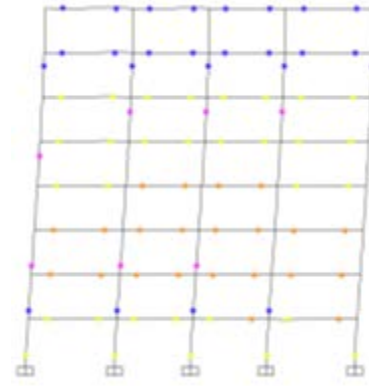
Fase 1:  $V = 813.09 \text{ t}$



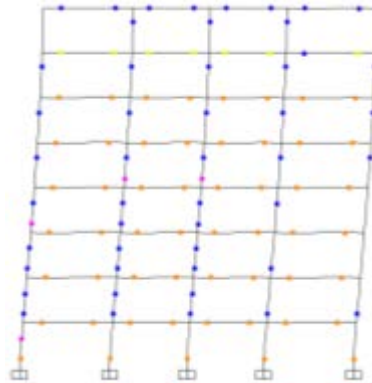
Fase 2:  $V = 906.53 \text{ t}$



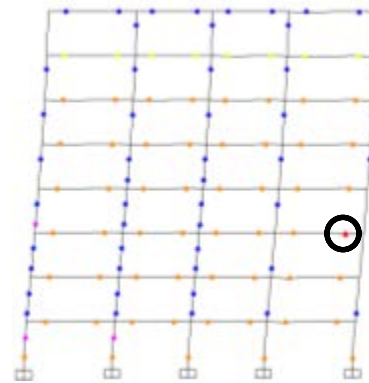
Fase 3:  $V = 1080.50 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 1546.78 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 1836.03 \text{ t}$



Fase 6:  $V = 2025.10 \text{ t}$

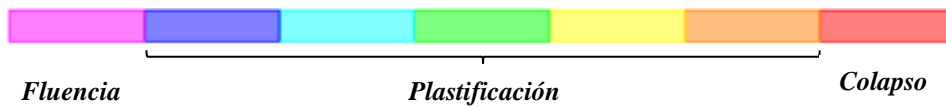


Figura 5.5.7 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 8 niveles (Alta ductilidad)

**b) Media ductilidad:**

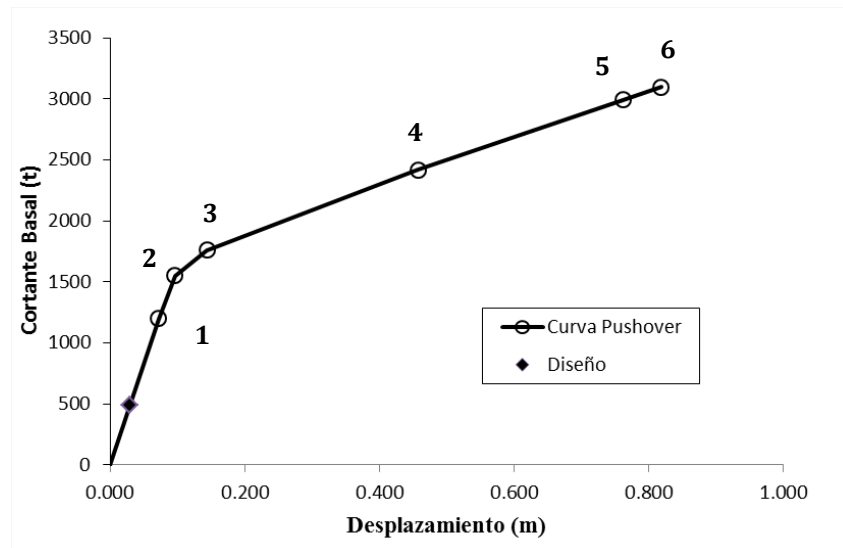
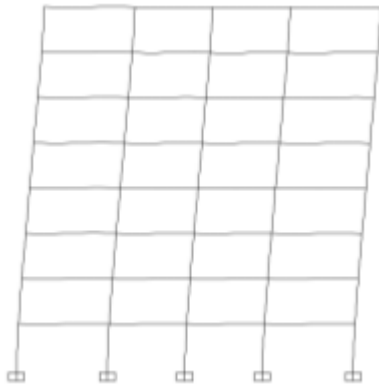
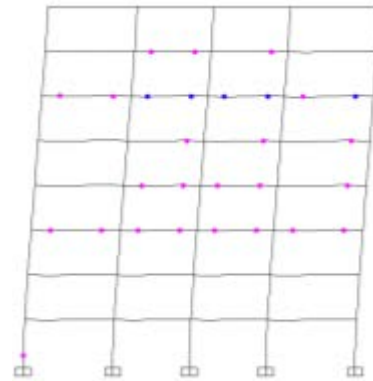


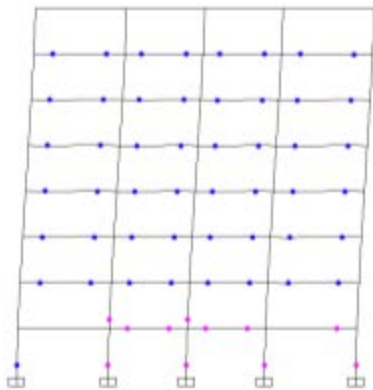
Figura 5.5.8 (a) Curva PUSHOVER – 8 niveles (Media ductilidad)



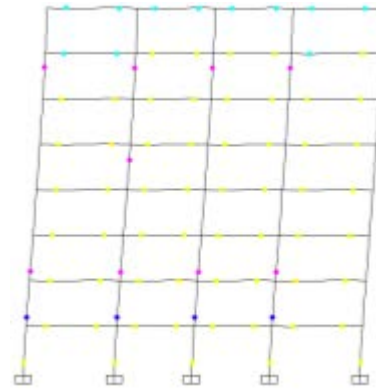
Fase 1:  $V = 1197.46 \text{ t}$



Fase 2:  $V = 1550.43 \text{ t}$



Fase 3:  $V = 1758.63 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 2417.73 \text{ t}$

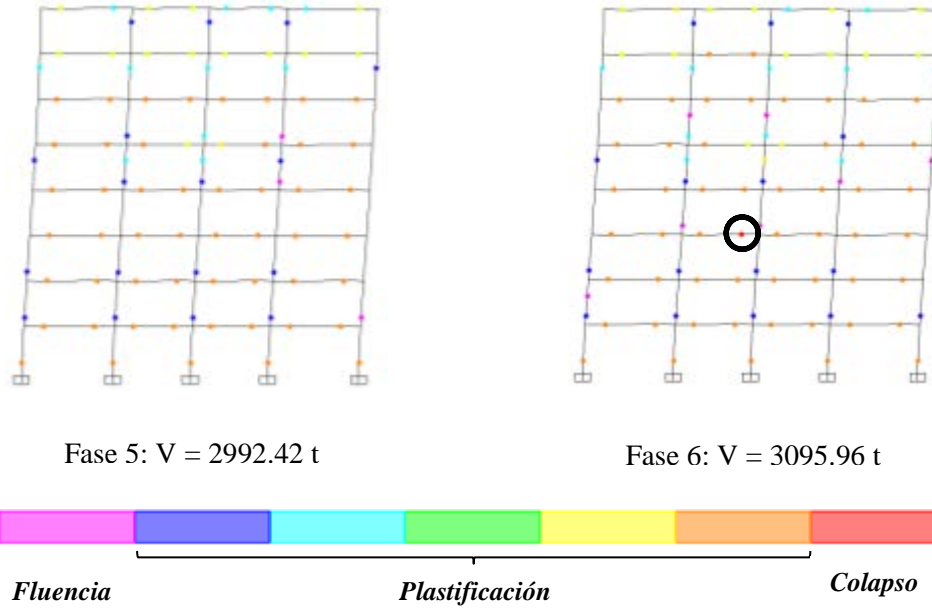


Figura 5.5.8 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 8 niveles (Media ductilidad)

**c) Baja ductilidad:**

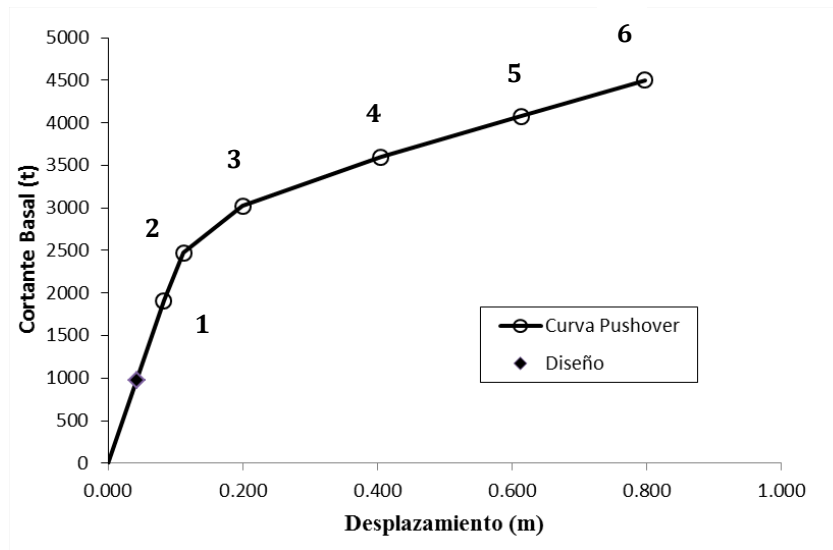
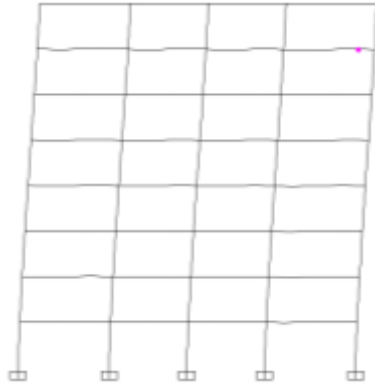
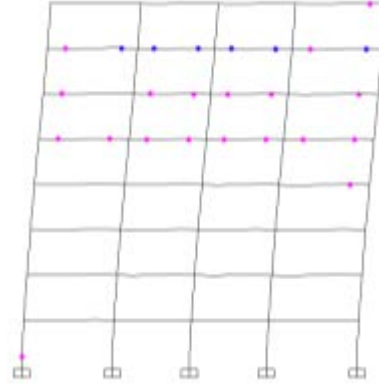


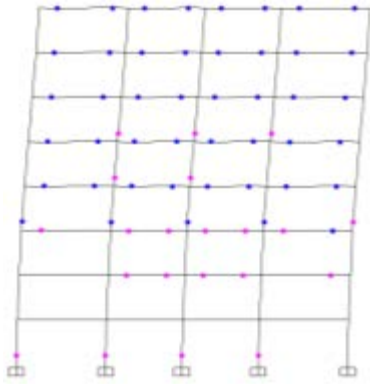
Figura 5.5.9 (a) Curva PUSHOVER – 8 niveles (Baja ductilidad)



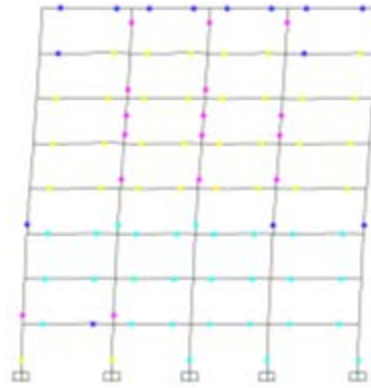
Fase 1:  $V = 1906.95 \text{ t}$



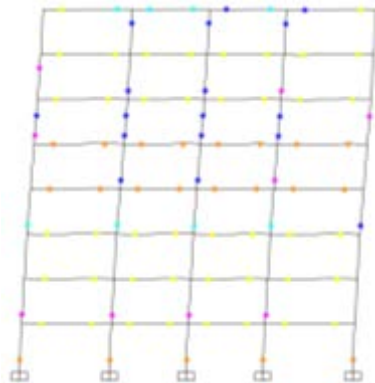
Fase 2:  $V = 2475.45 \text{ t}$



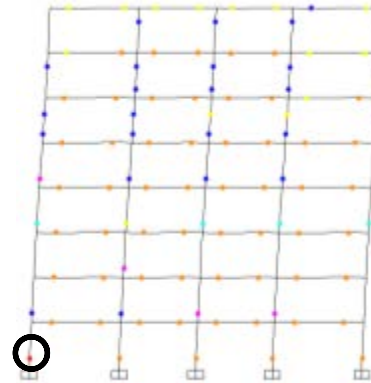
Fase 3:  $V = 3024.69 \text{ t}$



Fase 4:  $V = 3598.18 \text{ t}$



Fase 5:  $V = 4079.17 \text{ t}$



Fase 6:  $V = 4501.40 \text{ t}$

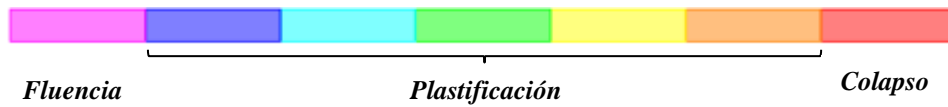


Figura 5.5.9 (b) Secuencia de rótulas plásticas - 8 niveles (Baja ductilidad)



## CAPITULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO – PUSHOVER

### 6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará un análisis comparativo sobre la capacidad de cada uno de los sistemas, para establecer las diferencias o similitudes que podría tener uno respecto del otro en términos de las curvas fuerza-desplazamiento, obtenidas del análisis PUSHOVER. Finalmente, se realizará una breve comparación de la implicancia del diseño, considerando cada uno de los sistemas estructurales (alta, media y baja ductilidad), en el aspecto económico; presentando relaciones del tonelaje de acero de refuerzo utilizado y del volumen total de concreto en relación con el área total construida.

### 6.2 ANÁLISIS COMPARATIVO

Para realizar las comparaciones de las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas de cada uno de los sistemas, es conveniente hacerlo en términos adimensionales, por lo tanto, las ordenadas y las abscisas de las curvas fuerza-desplazamiento fueron divididas entre el peso y la altura total del edificio, respectivamente; los resultados son mostrados en la Tabla 6.2.

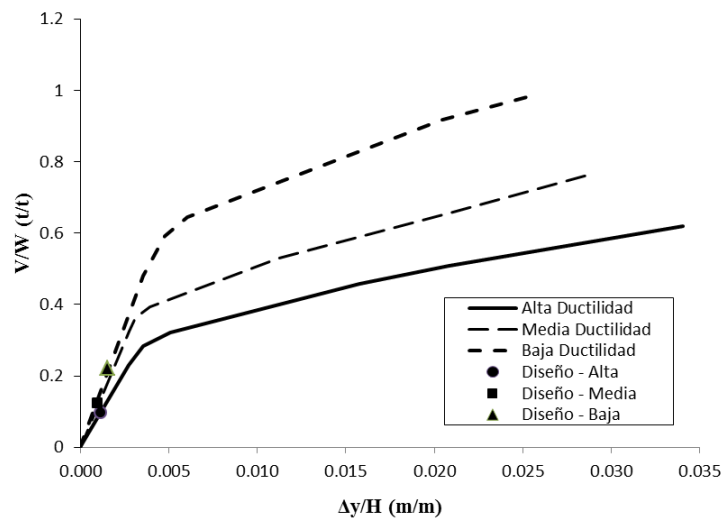


Figura 6.2.1 Curvas Fuerza-Desplazamiento para edificios de 4 niveles

En el edificio de cuatro niveles la diferencia que existe entre los sistemas es de  $\delta \approx 0.005$ , en lo que compete a distorsiones máximas; comparando las distorsiones de los sistemas con las requeridas en la normativa se tiene que en el sistema de baja ductilidad la

distorsión máxima es 70% mayor a la permisible de  $\delta_{perm} = 0.015$ , en el sistema de media ductilidad la distorsión máxima es 44% mayor a la permisible de  $\delta_{perm} = 0.02$  y finalmente para el sistema de alta ductilidad la distorsión máxima es 14% mayor a la permisible de  $\delta_{perm} = 0.03$ . Referente a la relación  $V_y/W_o$ , primero, comparando el sistema de alta ductilidad ( $Q_a = 4$ ) con el sistema de baja ductilidad ( $Q_b = 2$ ) se tiene una relación de 2.1, la cual implica que la resistencia alcanzada por el sistema de baja ductilidad es el doble que el de alta ductilidad ( $Q_a/Q_b = 2 \approx 2.1$ ); segundo, el sistema de baja ductilidad es 1.6 veces más resistente que el sistema de media ductilidad ( $Q_m = 3$ ) y éste a su vez es 1.3 veces más resistente que el sistema de alta ductilidad. (Ver Figura 6.2.1)

Tabla 6.2 Cuadro comparativo de análisis PUSHOVER

EDIFICIO DE 4 NIVELES								
Sistema	$W_o$ (t)	H (m)	$V_y$ (t)	$V_y/W_o$	$V_{bm\acute{a}x}$ (t)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (m)	$V_{bm\acute{a}x}/W_o$	$\Delta_{m\acute{a}x}/H$
Baja Ductilidad	1775.65	14.00	1051.10	0.59	1746.84	0.36	0.98	0.025
Media Ductilidad	1708.71	14.00	618.33	0.36	1305.81	0.40	0.76	0.029
Alta Ductilidad	1618.93	14.00	459.62	0.28	1004.51	0.48	0.62	0.034
EDIFICIO DE 6 NIVELES								
Baja Ductilidad	3255.82	21.00	1982.94	0.61	3428.50	0.58	1.05	0.028
Media Ductilidad	3101.42	21.00	1259.30	0.41	2632.46	0.63	0.85	0.030
Alta Ductilidad	2827.63	21.00	878.73	0.31	1908.48	0.72	0.67	0.034
EDIFICIO DE 8 NIVELES								
Baja Ductilidad	4591.89	28.00	2475.45	0.54	4501.40	0.80	0.98	0.028
Media Ductilidad	4327.69	28.00	1550.43	0.36	3095.96	0.82	0.72	0.029
Alta Ductilidad	3918.66	28.00	906.53	0.23	2025.10	0.98	0.52	0.035

En el edificio de seis niveles la diferencia que existe entre los sistemas es de  $\delta \approx 0.004$  entre cada una de ellos, en lo relacionado a distorsiones máximas; formulando la misma comparación que el caso anterior tenemos que en el sistema de baja ductilidad la distorsión máxima es 84% mayor a la permisible, en el sistema de media ductilidad la distorsión máxima es 50% mayor a la permisible y finalmente para el sistema de alta ductilidad la distorsión máxima es 14% mayor a la permisible. En cuanto a la relación  $V_y/W_o$ , tenemos que la relación entre el sistema de alta ductilidad y la de baja ductilidad es de 1.9 ( $Q_a/Q_b = 2 \approx 1.9$ ), asimismo el sistema de baja ductilidad es 1.5 veces más resistente que el sistema de media ductilidad ( $Q_m/Q_b = 1.5$ ) y éste último a su vez es 1.3

veces más resistente que el sistema de alta ductilidad ( $Q_a/Q_m = 1.33 \approx 1.3$ ). (Ver Figura 6.2.2)

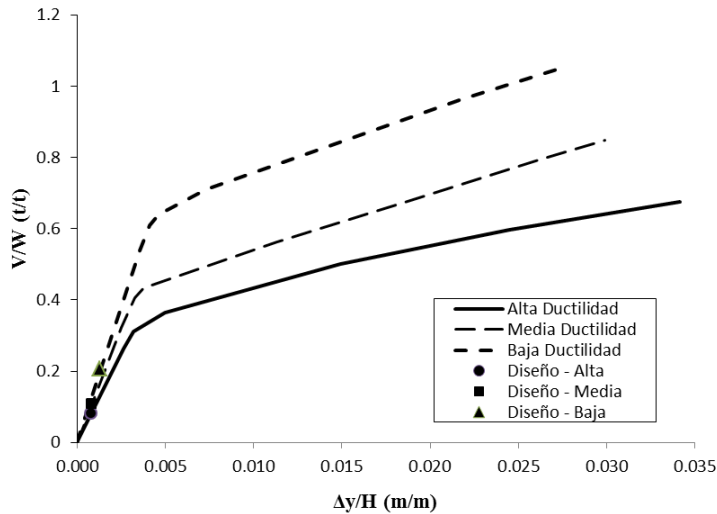


Figura 6.2.2 Curvas Fuerza-Desplazamiento para edificios de 6 niveles

Finalmente, en el edificio de ocho niveles la diferencia de distorsiones máximas de los sistemas de baja y media ductilidad frente al de alta ductilidad es de  $\delta \approx 0.006$ , ya que los dos primeros tienen similares valores de distorsión máxima. Asimismo, comparando las distorsiones máximas con las requeridas se tiene; en el sistema de baja ductilidad la distorsión máxima es 89% mayor a la permisible, en el sistema de media ductilidad la distorsión máxima es 46% mayor a la permisible y finalmente para el sistema de alta ductilidad la distorsión máxima es 17% mayor a la permisible. Concerniente a la relación  $V_y/W_o$ , se tiene que la relación del sistema de alta ductilidad con la de baja ductilidad es de 2.3 ( $Q_a/Q_b = 2 \approx 2.3$ ), además el sistema de baja ductilidad es 1.5 veces más resistente que el sistema de media ductilidad ( $Q_m/Q_b = 1.5$ ) y ésta a su vez es 1.6 veces más resistente que el sistema de alta ductilidad ( $Q_a/Q_m = 1.33 \approx 1.6$ ). (Ver Figura 6.2.3)

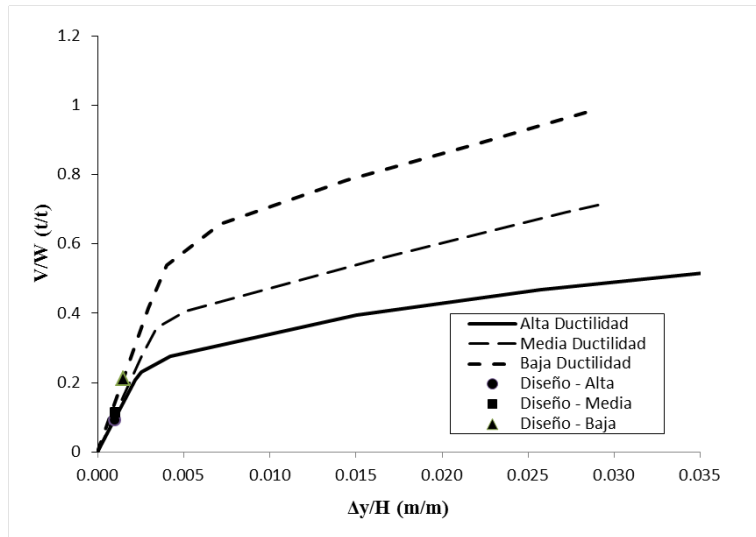


Figura 6.2.3 Curvas Fuerza-Desplazamiento para edificios de 8 niveles

En todos los casos las distorsiones máximas alcanzadas por cada sistema superan a las requeridas por la norma, no obstante, en los casos de baja ductilidad se tiene un aumento considerable en las distorsiones del orden del 70%~90%. En los sistemas de media ductilidad un incremento del 50% y en el sistema de alta ductilidad el incremento es de tan solo un 15%. Respecto a la relación  $V_y/W_o$ , que tiene que ver con las resistencias de los sistemas, se pudo constatar que en todos los casos se cumplen con las relaciones que existen entre los factores de comportamiento  $Q = 2, 3$  y  $4$  que son establecidos en la norma.

### 6.3 ASPECTOS ECONÓMICOS

En la práctica es necesario conocer desde una etapa inicial la implicancia del diseño en el tema económico de todo proyecto, es decir una estimación del costo del proyecto, lo cual se representa comúnmente en relaciones, por ejemplo, la cantidad de acero necesario por metro cuadrado de área construida, o la cantidad de concreto requerido por metro cuadrado de área construida, o también la relación de la cantidad de acero por unidad de volumen de concreto.

Para poder obtener estas relaciones, es necesario cuantificar cada uno de los materiales a utilizar. Por lo tanto, se realizó la cuantificación del concreto y del acero proveniente de

la etapa de diseño para los sistemas de alta, media y baja ductilidad correspondiente a los edificios de cuatro, seis y ocho niveles; los resultados son mostrados en la Tabla 6.3.

*Tabla 6.3 Cuadro resumen de cuantificación de acero y concreto*

Descripción	ACERO		CONCRETO		Cuantía $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	
	Total (t)	Relación (kg/m <sup>2</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )	Relación (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )		
4 Niveles	Alta Ductilidad	31	16	221	0.11	0.14
	Media Ductilidad	33	17	258	0.13	0.13
	Baja Ductilidad	44	22	286	0.14	0.15
6 Niveles	Alta Ductilidad	68	23	506	0.17	0.13
	Media Ductilidad	75	25	603	0.20	0.12
	Baja Ductilidad	102	34	667	0.23	0.15
8 Niveles	Alta Ductilidad	97	25	706	0.18	0.14
	Media Ductilidad	124	31	879	0.22	0.14
	Baja Ductilidad	177	45	985	0.25	0.18

En la Tabla 6.3, para el edificio de cuatro niveles no existe gran diferencia en peso de acero requerido entre los sistemas de alta y media ductilidad; sin embargo el sistema de baja ductilidad requiere una cantidad de acero de refuerzo considerablemente mayor que los otros dos. Por otra parte, el volumen de concreto de los tres sistemas difiere entre un 10~14%, entre ellos. Las diferencias son más marcadas en los edificios de seis y ocho niveles; donde el peso de acero y volumen de concreto se encuentran en un rango de un 20~30%. Con esto se puede mostrar que la solución con un sistema de baja ductilidad es considerablemente más desfavorable que los otros dos sistemas tanto en acero como en concreto. Por otra parte, la solución con un sistema de media ductilidad es menos favorable que el sistema de alta ductilidad, pero la diferencia en concreto y acero es mucho menor que el caso anterior; éstas diferencias son más notorias a medida que se aumenta el número de niveles

Finalmente, se puede apreciar que la relación que existe entre el peso de acero requerido por unidad volumétrica del concreto se encuentra en un rango de  $\rho = 0.14\sim 0.15$  para todos los casos sin importar las diferentes alturas de los edificios, dato que nos permite estimar la cantidad de acero o de concreto que se utilizaría, conociendo uno de estos.

## CAPITULO 7. CONCLUSIONES

Todos los resultados obtenidos en esta investigación se limitan a la zona del lago es decir a la zona con un periodo de vibración del suelo de  $T_s = 1.25s$ , o para periodos cercanos.

Se pudo mostrar que la estructuración a base de marcos monolíticos de concreto para esta investigación puede ser factible hasta edificios de ocho niveles, ya que a mayores alturas se obtendrían secciones transversales muy robustas debido a las demandas impuestas por el espectro de diseño (ya que se estaría en las meseta del espectro) y a las revisiones por desplazamientos a cumplir; puesto que para edificios de mayor altura el costo se incrementaría sustancialmente por lo cual sería adecuada una estructuración a base de muros de corte o sistemas mixtos o duales.

Mediante la revisión por desplazamiento de los sistemas estructurales, se puede afirmar que en el sistema de alta ductilidad respecto a los sistemas de media y baja ductilidad, no podemos aprovechar su límite superior de desplazamiento de seguridad contra el colapso, debido a que siempre predominará la revisión de desplazamientos por límite de daños, y si se consideraría un límite de daños para el caso en que los muros no estructurales están adosados a la estructura ( $\delta = 0.002$ ), se limitaría aún más este sistema. Esta particularidad del sistema de alta ductilidad es más notoria a mayor número de niveles, puesto que al aumentar los niveles la revisión por límite de daños es más estricta respecto a la revisión de límite de seguridad contra el colapso, la cual es cada vez menos crítica.

Los sistemas de baja y media ductilidad poseen una similitud en el armado de refuerzo transversal, debido a que la normativa propuesta establece los mismos requisitos mínimos a cumplir en los dos casos, en lo que compete a detallado y separación máxima de estribos; por lo cual, en el sistema de baja ductilidad los requisitos de detallado exigen una cantidad de refuerzo transversal mucho mayor que la necesaria por resistencia, mientras que en el de media ductilidad rige el requisito de resistencia.

En las curvas fuerza-desplazamiento de los sistemas estructurales se pudo observar que en términos de distorsión, los sistemas de baja y media ductilidad poseen similar capacidad de distorsión llegando estas a valores aproximados de  $\delta_{m\acute{a}x} = 0.03$ , siendo el doble que el permisible para el sistema de baja ductilidad ( $\delta_{perm} = 0.015$ ) y el 50% mayor que el permisible para el sistema de media ductilidad ( $\delta_{perm} = 0.02$ ); mientras que los sistemas de alta ductilidad llegan en general a valores de  $\delta_{m\acute{a}x} = 0.035$  o sea 17% mayor

al permisible para el sistema de alta ductilidad ( $\delta_{perm} = 0.03$ ). En relación a los valores de resistencia obtenidos, sí existe una variación significativa entre ellos, la que refleja los valores propuestos en la normativa de  $Q = 2, 3, 4$  como factor de comportamiento para los sistemas de baja, media y alta ductilidad, respectivamente; las diferencias en los valores de  $Q$  no se reflejan de la misma manera en la revisión en términos de distorsión máxima, como se comentó anteriormente.

La similitud entre los sistemas de baja y media ductilidad puede deberse a dos factores importantes; el primero, la similitud de armado del refuerzo transversal que es el encargado de proveer ductilidad a los elementos estructurales, y segundo, porque por las rótulas plásticas en la base de las columnas tienen una mayor longitud de plastificación respecto al sistema de media ductilidad, esto debido a que la longitud plástica está en función de la mayor dimensión de su sección transversal  $L_p = 0.5h$  y  $L_{SP}$ , según los criterios adoptados.

En el aspecto económico, como era de esperarse, no es recomendable utilizar sistemas de baja ductilidad, ya que por las mayores dimensiones respecto a los otros sistemas demandaría mayor cantidad de materiales y por consiguiente un mayor costo en la construcción. Asimismo, se pudo obtener una relación importante que se cumple para todos los sistemas mediante el cual se puede estimar la cantidad de concreto y de acero de refuerzo necesario a partir de conocer cualquiera de los dos  $\rho = 0.14 \sim 0.15$ .

## **BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES CONSULTADAS**

Priestley, M.J.N, Calvi, G.M., Kowalsky M.J. (2007). Displacement Based Seismic Design of Structures, IUSS PRESS.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering.

Wallace, J.W. (1992). BIAX-Computer program for the analysis of reinforced concrete and reinforced masonry sections, Rep. No CU/CEE-92/4, Clarkson University, Postdam, NY, USA.

Rodríguez M, Botero, JC, y Villa, J (1999). Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including the Effect of Buckling.

Rodríguez M, Botero, JC (1996). Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México.

Rodríguez M, Botero, JC (1996). Comportamiento de barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo el pandeo.

Kowalsky M, Naus J, Yuhao F, Goodnight J (2012). The effect of load history on reinforced concrete bridge column behavior, Alaska University Transportation Center, Alaska Department of Transportation & Public Facilities.

González Cuevas Ó., Fernández Villegas F. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Cuarta Edición

Priestley, M. J. N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture. P.P. 9-31.

Park, R. & Paulay, T. (1980), Estructuras de Concreto Reforzado, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.



Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-2015 – No publicado).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-2004). Tomo I y Tomo II, Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Ali M. Memari, Shahriar Rafiee, Alireza Y. Motlagh and Andrew Scanlon (2001) Comparative Evaluation of Seismic Assessment Methodologies Applied to a 32-Story Reinforced Concrete Office Building

CSI (2005), "SAP2000 – linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three dimensional structures: Basic Analysis Reference Manual". Computer and Structures, Inc. Berkeley, California

Seneviratna, Krawinkler, Luth and Associates (1998). Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Department of Civil Engineering, Stanford University.

# **ANEXO**

## ESTUDIO ESTADÍSTICO PARA PREDICCIÓN DE LA FALLA POR PANDEO

Este estudio se realizó para obtener mayor cantidad de datos que permitan predecir la falla por pandeo, que ocurre en el acero longitudinal de refuerzo en las secciones de concreto, de manera estadística y poder comparar la deformación límite por tensión establecida por Priestley et al.

Entonces, se obtuvieron algunos datos de deformaciones en barras a partir de gráficas, mostradas en la Figura 1, las cuales están relacionadas al pandeo en columnas de concreto para puentes ensayadas por Kowalsky et al. (2012) en el Centro de Transporte de la Universidad de Alaska.

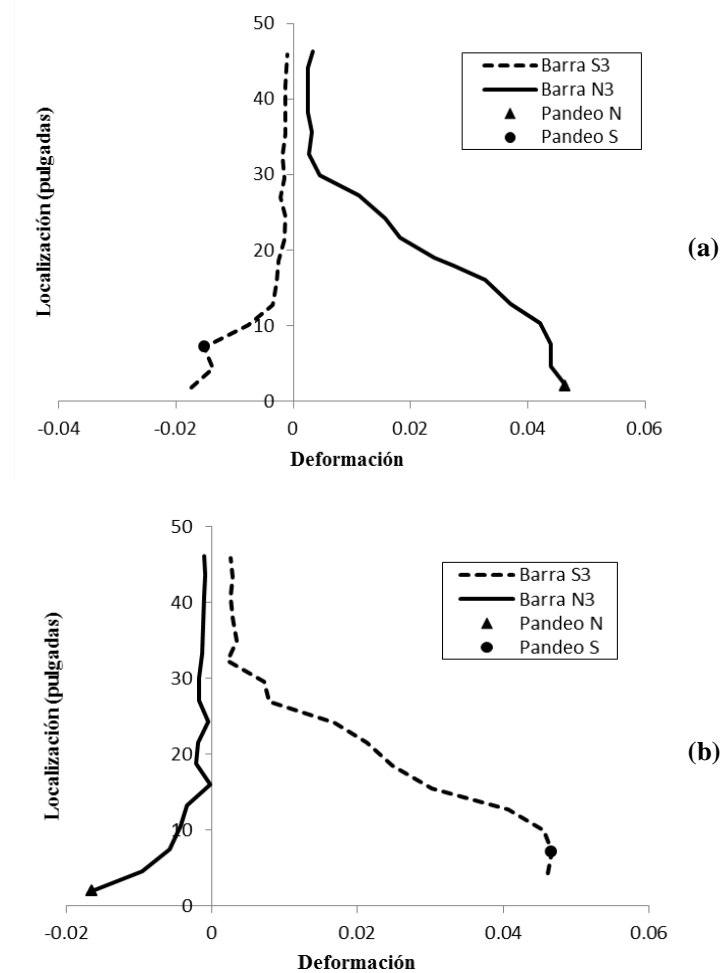


Figura 1 Perfil de deformaciones en barras longitudinales en columnas para puentes de concreto sometidas a cargas (Kowalsky et al., 2012)

Como se aprecia en la Figura 1, se muestra dos perfiles de deformaciones que corresponden a ciclos de fuerzas y/o registros sísmicos que se aplican de norte-sur y

viceversa, lo cual ocasiona deformaciones en las barras norte y sur, nomenclatura tomada por el autor, hasta llegar al pandeo. En (a) se aprecia la deformación en la barra S3 y N3 cuando son sometidas a una carga N-S, de la misma manera, en (b) se aprecia la deformación de la barra S3 y N3 cuando son sometidas a una carga S-N; estos ciclos se repiten hasta que las barras tanto S (Sur) y N (Norte) lleguen al pandeo. Una vez que experimentalmente se muestra que la barra llegó al pandeo, se mide la altura a la que se produjo y relacionan las deformaciones máximas que se desarrollaron en esta; al realizar este procedimiento se obtienen deformaciones en compresión  $\varepsilon_{sc}$  y tensión  $\varepsilon_{st}$ .

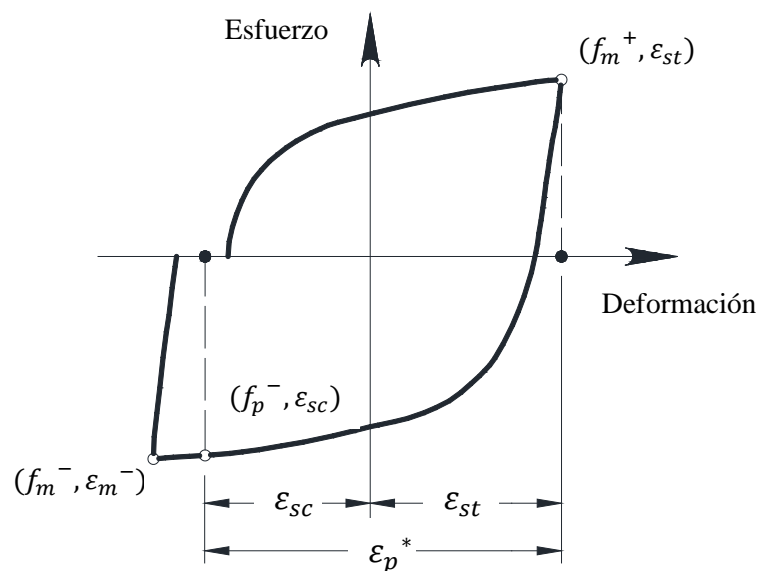


Figura 2 Curva esfuerzo-deformación, muestra los parámetros que definen el pandeo de una barra de acero sometida a cargas cíclicas reversibles (Rodríguez et al., 1999)

El problema del pandeo de barras de refuerzo sometidas a acciones del tipo sísmico ha sido estudiado por Rodríguez et al. (1999). Estos autores propusieron un modelo de predicción del pandeo de barras sometidas a cargas cíclicas reversibles. En este modelo la deformación asociada al pandeo es denotado por  $\varepsilon_p^*$ . La Figura 2 muestra los dos últimos semi-ciclos de carga correspondiente al inicio del pandeo de la barra. Inicialmente en estos semi-ciclos, la barra alcanza en tracción la deformación máxima  $\varepsilon_{st}$ , luego en el semi-ciclo de descarga se observa una deformación  $\varepsilon_{sc}$ , la cual corresponde a la falla por pandeo de la barra de acero. Según este criterio Rodríguez et al. (1999) define la falla por pandeo  $\varepsilon_p^*$ , como:

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc}$$

En consecuencia, al aplicar el criterio de cálculo de la falla por pandeo realizado por Rodríguez et al., y obteniendo las deformaciones relacionadas al pandeo en los ensayos llevados a cabo en columnas de puente por Kowalsky et al., podemos obtener una serie de datos que nos permiten obtener una deformación promedio relacionada al pandeo, la cual podría compararse con el criterio establecido por Priestley et al., donde esta falla la establece como  $\epsilon_s = 0.6\epsilon_{su}$ .

En el reporte de Kowalsky et al., muestran los ensayos realizados a once especímenes, los cuales fueron sometidos a distintas historia de cargas, las columnas ensayadas eran de sección circular, además, con la particularidad que algunos especímenes tenían distinta separación del acero de refuerzo transversal. En la Tabla 1 se muestra las características propias al ensayo de cada espécimen.

*Tabla 1 Características de diseño de especímenes sometidos a ensayos*

ENSAYO	DESCRIPCIÓN	HISTORIA DE CARGA
Test 8	24 plg diametro #3 @ 2" espiral	Chile 2010 Earthquake to Ductility 8.7
Test 9	24 plg diametro #3 @ 2" espiral	Symmetric Three Cycle Set
Test 10	24 plg diametro #3 @ 2" espiral	Chichi 1999 Earthquake to Ductility 8.9
Test 11	24 plg diametro #3 @ 2" espiral	Kobe 1995 Earthquake to Ductility 10
Test 12	24 plg diametro #3 @ 2" espiral	Japan 2011 Earthquake to Ductility 10
Test 13	24 plg diametro #4 @ 2.75" espiral	Symmetric Three Cycle Set
Test 14	24 plg diametro #3 @ 4" espiral	Symmetric Three Cycle Set
Test 15	24 plg diametro #3 @ 2.75" espiral	Symmetric Three Cycle Set
Test 16	24 plg diametro #3 @ 1.5" espiral	Symmetric Three Cycle Set
Test 17	24 plg diametro #3 @ 1.5" espiral	Earthquake Load History Lloleo Chile 1985 to Ductility 9
Test 18	24 plg diametro #3 @ 1.5" espiral	Earthquake Load History Darfield NZ 2010 to Ductility 9

Una vez obtenidas las deformaciones correspondientes al pandeo para cada uno de los ensayos, se realizó una primera interpretación. En la Figura 3 se muestran las deformaciones relacionadas al pandeo versus la relación  $s/d_b$  de los especímenes ensayados por Kowalsky et al., además, datos obtenidos pero únicamente de barras de acero ensayadas hasta llegar a la falla por pandeo ante cargas simétricas y anti-simétricas, llevado a cabo por Rodríguez et al.; donde se puede mostrar a primera instancia la tendencia de la falla según la relación  $s/d_b$ , donde  $s$  representa la separación que existe entre estribos o espirales y  $d_b$  es el diámetro de la varilla del acero refuerzo

longitudinal. Además, de manera comparativa se graficaron las curvas propuestas por Rodríguez et al. (1999), que muestran los valores de deformaciones axiales en barras versus  $s/d_b$ , empleándola teoría de pandeo del módulo reducido. Donde  $k$  es el parámetro que en el estudio analítico permite encontrar la longitud efectiva de pandeo de una barra. Esta predicción propuesta podría ser útil para obtener el valor  $\varepsilon_p^*$  ya que como se muestra los valores obtenidos mediante los ensayos a columnas de puentes se encuentran muy cercanos a las curvas con valor  $k = 1$  y  $k = 0.75$ .

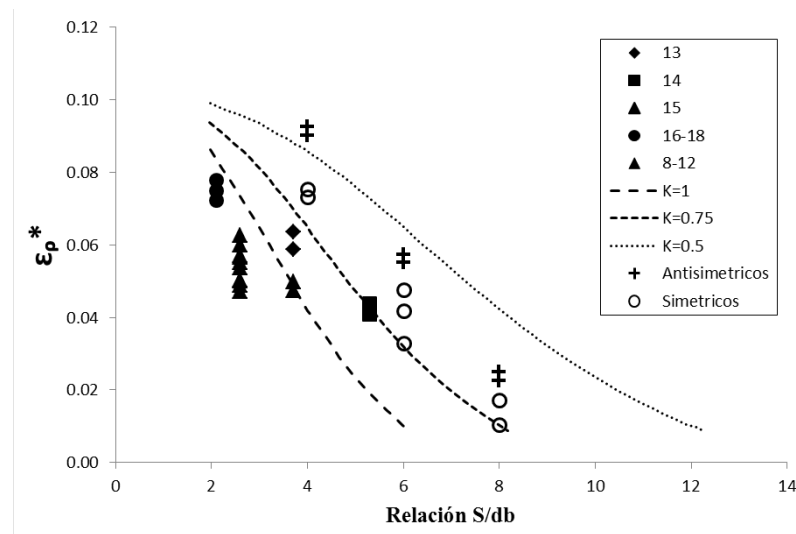


Figura 3 Deformaciones relacionadas al pandeo  $\varepsilon_p^*$  versus  $s/d_b$

Finalmente, con este conjunto de datos se pudo realizar un análisis estadístico, por cual se pudo determinar el valor medio, y los resultados ajustarlos a una bilineal que nos permita determinar un valor relacionado a  $\varepsilon_{su}$ , relacionado a la falla por pandeo. En la Figura 4 se puede observar el ajuste realizado y el valor promedio relacionado al pandeo de  $\varepsilon_p^* = 0.066$ ; en consecuencia, para poder comparar el valor obtenido con el establecido por Priestley et al., tomamos como valor  $\varepsilon_{su} = 0.1289$ , según resultados obtenidos por ensayos a barras de acero de refuerzo mexicanas (Rodríguez y Botero), estableciendo que la falla por pandeo ocurre en  $\varepsilon_s = 0.51\varepsilon_{su} \approx 0.6\varepsilon_{su}$  valor cercano al establecido por Priestley et al (2007). Sin embargo, esta deformación obtenida se cumple hasta relaciones  $s/d_b \leq 4$ , ya que posterior a estas se tiene pocos datos para establecer una comparación similar.

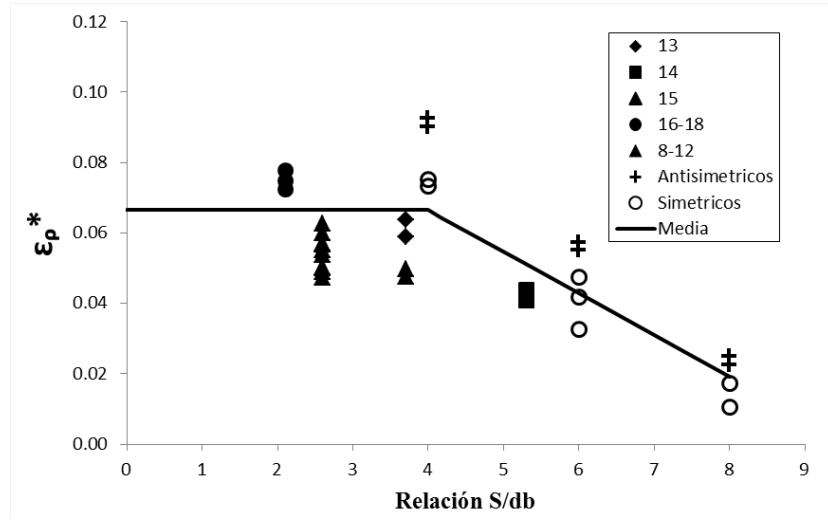


Figura 4 Ajuste bilineal para deformación relacionada al pandeo  $\epsilon_p^*$  versus  $s/d_b$

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Dr. Mario E. Rodríguez.