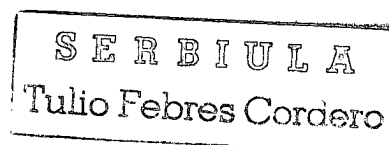


TAG83.5
C7T47.

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
UNIVERSIDAD CENTROCCIDENTAL "LISANDRO ALVARADO"
FACULTAD DE INGENIERIA
POSTGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

**"INFLUENCIA DE LAS COLUMNAS CORTAS EN EL
COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO ARMADO"**

Carlos E. Terán B.



Diciembre 2003
Mérida-Venezuela

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
UNIVERSIDAD CENTROCCIDENTAL “LISANDRO ALVARADO”
FACULTAD DE INGENIERIA
POSTGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

**“INFLUENCIA DE LAS COLUMNAS CORTAS EN EL
COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO ARMADO”**

Carlos E. Terán B.

Tutor:
Prof. William Lobo Quintero
Tutor Asociado:
Prof. Pedro Rivero

Diciembre 2003
Mérida-Venezuela

**"INFLUENCIA DE LAS COLUMNAS CORTAS EN EL COMPORTAMIENTO
SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO"**

Carlos E. Terán B.

Tesis presentada para la obtención del grado de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural.

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Convenio Universidad Centroccidental "Lisandro Alvarado"

Diciembre 2003

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Aprobada

Prof. William Lobo Quintero
Tutor

Prof. Pedro Rivero
Tutor Asociado

Prof. Edward Thomson
Profesor ULA

Prof. Orlando Ramírez
Profesor ULA

AGRADECIMIENTO

Al Profesor William Lobo Quintero,
por su constante apoyo, enseñanza y confianza

Al Profesor Pedro Rivero,
por su colaboración y apoyo

Al Profesor Kang Ning Li,
por su colaboración en el manejo del programa Canny-W

Al Profesor Juan C. Barboza,
quien impartió los primeros pasos para el uso del programa Canny-W

A Sistema Hidráulico Yacambú-Quibor C. A.,
por su apoyo institucional

DEDICATORIA

A mi Hija, María Virginia

A mi Esposa, Reymalia

A mis Hermanos, Beatriz y Ricardo

A mi Madre, Hilda

A la memoria de mi Padre, Rafael

A ustedes dedico este gran logro

RESUMEN

En este trabajo se considera el efecto de la irregularidad vertical, referido al comportamiento de columnas cortas, en estructuras de concreto armado bajo acciones sísmicas. La norma venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” considera esta irregularidad incrementando las fuerzas de diseño en un 30%, lo que significa una reducción del factor de respuesta R del 25%. Si se toma en cuenta el comportamiento no lineal de las edificaciones éstas pueden ser dos alternativas de diseño diferentes. Se trata de calibrar ambas posibilidades y de comprender el comportamiento de las edificaciones.

Se analizan 12 edificaciones de concreto armado, 3 de ellas con regularidad vertical y en planta como modelos de referencia, y 9 adicionales con columnas cortas a diferentes alturas. Los edificios fueron diseñados según las normas vigentes COVENIN 1756:2001 y 1753:1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”. Las columnas cortas se ubican independientemente en planta baja, en una planta intermedia y en la planta alta. Para simular la condición de columna corta se hacen cambios de tabiquería y se mantiene el diseño original, asumiendo en el modelo de análisis un piso de altura reducida. Estos edificios se estudian mediante el análisis estático no lineal (AENL) push-over, y el análisis dinámico no lineal tridimensional (ADNL-3D) bajo la acción de dos sismos reales y uno equivalente sinusoidal. Estos edificios se asumen ubicados en la Ciudad de Barquisimeto sobre un suelo firme tipo S1. Se comparan las líneas de comportamiento estructural.

Los resultados muestran que se obtienen ductilidades entre 2.12 y 15.52, y factores de respuesta R entre 3.64 y 4.69, menores que el valor de diseño $R=6$. Se obtiene un valor promedio de 0.67 para ajustar el factor de respuesta R , que contempla el factor de incremento de fuerzas indicado en la Norma 1756:2001. Se hacen algunas recomendaciones para mejorar las prescripciones de la misma.

ABSTRACT

The effect of the vertical irregularity referred to the behavior of short columns in reinforced concrete structure under seismic actions, are considered in this study. This irregularity is considered in Venezuelan Code increasing the design forces in 30%, this value represent a reduction of the response factor R of 25%. It's taking into account the nonlinear behavior of the buildings, those values can be two different design alternatives. This study compare both possibilities and it tries to understand the behavior of the buildings.

Twelve (12) reinforced concrete buildings are studied, 3 with vertical and horizontal regularities as reference models, and 9 additional with short columns at different heights. The buildings have been designed under the Covenin Codes 1756:2001 and 1753:1987. The short columns are located in the lower story, in intermediate and high story. To simulate the short column condition, it makes masonry changes with the beam and column original design, it assumes in the analysis model a floor of reduced height. These buildings are studied with the nonlinear static analysis (push-over), and the dynamic nonlinear analysis 3-D (Canny-W), with two real earthquakes and a sinusoidal shape, with a maximum acceleration of 0.33g. The buildings are assumed located in Barquisimeto City on a hard soil type S1. The structural behavior are compared.

The results shown that ductilities between 2.12 and 15.52, and response reduction factors R between 3.64 and 4.69, smaller than factor design value $R=6$, were obtained.

Also, a value average of 0.67 to adjust the factor R design value to consider the factor of increment of forces indicated in the Code COVENIN 1756:2001 was obtained. Some recommendations are made to improve the Code's prescriptions.

CONTENIDO

Agradecimiento	IV
Dedicatoria	V
Resumen	VI
Abstrac	VII
Capitulo I. Introducción	
1.1.- Estados límites y diseño conceptual	2
1.2.- Comportamiento estructural	7
1.3.- Ductilidad	8
1.4.- Factor de reducción de respuesta, R	9
1.5.- Irregularidad vertical	11
Capitulo II. El problema de las columnas cortas	
2.1.- Irregularidad vertical	15
2.2.- El efecto de columna corta	16
2.2.1.- Confinamiento lateral parcial en la altura de la columna por elementos rígidos.....	17
2.2.2.- Acoplamiento de elementos estructurales y no estructurales en niveles intermedios de la columna	18
2.2.3.- Ubicación del edificio en terrenos inclinados y semisótanos	18
2.3.- Comportamiento de la columna corta	19
2.4.- Experiencias de falla por efecto de columnas cortas	21
2.5.- Situación actual	26
Capitulo III. Análisis estructural lineal elástico y no lineal	
3.1.- Metodología	29
3.2.- Selección de las estructuras	29
3.3.- Predimensionado de los edificios	31
3.4.-Diseño de los edificios	33
3.4.1.- Diseño de acero en vigas y columnas	34
3.4.2.- Dimensiones definitivas	34
3.5.- Construcción de las curvas Push-Over	42

3.5.1.- Modelo de comportamiento para el acero	44
3.5.2.- Modelo de comportamiento para el concreto	45
3.5.3.- Relación Momento-Curvatura	46
3.5.4.- Información que se obtiene de las curvas de capacidad	47
3.6.- Modelado de los elementos	48
3.7.- El Modelo de Takeda	49
3.8.- Análisis Dinámico	51
3.8.1.- Integración Numérica de la Ecuación del Movimiento	51
3.8.2.- Selección de los sismos	53
Capítulo IV. Resultados	
4.1.- Momentos de Cedencia M_y	58
4.2.- Resultados del Análisis Estático No Lineal	63
4.3.- Resultados del Análisis Dinámico No Lineal	76
4.4.- Ajuste del factor de respuesta R	103
Capítulo V. Conclusiones y Recomendaciones	
Apéndice A	109
Referencias	112

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1.- Estados límites y diseño conceptual.

El diseño de estructuras sismorresistentes ha ido evolucionando en los últimos años. Los códigos de diseño van incorporando nuevas consideraciones para mejorar la simulación del comportamiento mecánico de los materiales, los miembros estructurales y las características de los movimientos del terreno, tomando en cuenta las lecciones dejadas por los terremotos y el avance de la investigación.

Las estructuras ubicadas en zonas sísmicas son vulnerables a sufrir daños; el objetivo básico del diseño sismorresistente es limitar estos daños y que las construcciones sean seguras y funcionales. La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico buscan evitar el colapso, pero aceptan daños grandes ante un sismo excepcionalmente severo a presentarse durante la vida útil de la estructura. Por otra parte, buscan evitar daños de cualquier tipo, ante sismos moderados que tengan una determinada probabilidad de ocurrencia en ese lapso.

Tradicionalmente, los objetivos se han presentado en términos de estados límites, cuya definición se da a continuación (Meli y Bazán, 2000):

- a) **Estado límite de servicio:** para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencias con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) **Estado límite de integridad estructural:** para el cual se puede presentar daños no estructurales y daños estructurales menores, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero sin alcanzar la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- c) **Estado límite de supervivencia,** para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones mas allá de lo económicamente

reparable, pero se mantiene la estabilidad de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, se establecen algunos objetivos del diseño sísmico, y la Norma COVENIN 1756:2001 espera que las edificaciones proyectadas satisfagan las pautas siguientes:

- a) Bajo movimientos sísmicos menores o frecuentes, solo pueden aceptarse daños no estructurales despreciables, que no afecten su operación y funcionamiento.
- b) Bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales.
- c) Bajo los movimientos sísmicos de diseño establecidos en la Norma exista una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no estructurales sean, en su mayoría, reparables.
- d) Bajo movimientos sísmicos especialmente severos, en exceso de los especificados en esta Norma, se reduzca la posibilidad de derrumbe aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente.

Los reglamentos o normas en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos que, estrictamente, requieren análisis para tres niveles de sismos; sólo se mencionan y tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos. En el caso de la Norma COVENIN 1756:2001 estos requisitos aparecen en la Sección 3.5 como fundamentos básicos. El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste

esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras, son menores que las que se introducen si su comportamiento fuese elástico-lineal. Esta reducción debe ser compensada con detalles de diseño.

Después de las grandes pérdidas económicas que representaron los terremotos de Loma Prieta (1.989), Northridge (1.994) y Kobe (1.995), se demostró que la filosofía de un solo estado límite no es suficiente para prevenir los grandes daños no estructurales y la interrupción de servicios ocasionados por eventos moderados relativamente frecuentes, en instalaciones diseñadas con los códigos vigentes, obviando la aplicación de los otros estados. Debido a ello, actualmente el diseño sismorresistente se está modificando, con la finalidad de diseñar y construir estructuras que alcancen un nivel de desempeño apropiado (Lobo Quintero, 1997 y 2001).

En este sentido, la SEAOC (Structural Engineers Association of California), preparó un trabajo para desarrollar un marco de referencia para procedimientos que condujesen a estructuras de desempeño sísmico predecible, es decir, saber cual es el desempeño que se espera ante un determinado evento sísmico (Aguilar, 2001). El resultado del trabajo publicado en el documento Visión 2000 (SEAOC, 1995), define sismos de análisis, niveles de desempeño expresados en términos cualitativos y el marco conceptual para el diseño por desempeño. Se definen cuatro sismos de análisis (Tabla 1.1) y se establecen los niveles de desempeño esperados (Tabla 1.2).

Estos niveles de desempeño se definen de la siguiente manera:

- 1.- Completamente Operacional:** La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos, todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar operativos, de tal manera

que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.

2.- Operacional: No hay daño significativo en la estructura, la misma se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez iniciales. El edificio puede ser utilizado luego de pequeñas reparaciones.

3.- Seguridad de Vida: Daño significativo en los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez pero con un margen de seguridad antes del colapso. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.

4.- Cerca del Colapso: Daño sustancial estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

SISMO	VIDA UTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

Tabla 1.1 Parámetros de los sismos de análisis. Comité Visión 2000, SEAOC (1995).

SISMO DE ANALISIS	COMPLETAMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA DEL COLAPSO
Frecuente	1			
Ocasional	2	1		
Raro	3	2	1	
Muy Raro		3	2	1

1 Edificaciones básicas como residencias y oficinas.

2 Edificaciones esenciales, como hospitales, destacamentos militares, bomberos.

3 Edificaciones de seguridad crítica.

Tabla 1.2 Desempeño esperado en las edificaciones, según el sismo de análisis.

La Norma COVENIN 1756:2001 contiene explícitamente los requisitos del Estado Límite de Supervivencia, con espectros de diseño inelásticos, detallado de elementos, control de desplazamientos máximos y efectos P-Delta, pero los requisitos para el Estado Límite de Servicio solo se incorporan indirectamente, al considerar que si se cumplen las condiciones últimas, la condición de servicio está cubierta.

El diseño sismorresistente no solo requiere que la estructura sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, o el simple dimensionamiento de miembros para soportar fuerzas internas, sino que también requiere la consideración de respuestas inelásticas no lineales y de comportamiento dúctil en miembros y conexiones sometidos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud. Esto implica que las estructuras en la condición última no solo deben tener resistencia, sino también rigidez, ductilidad, estabilidad, capacidad para disipar energía (tenacidad) y desplazabilidad limitada, para controlar daños no estructurales y mantener la funcionalidad.

Para lograr un diseño final asociado a un comportamiento esencialmente dúctil, se hacen las siguientes recomendaciones:

- La resistencia, rigidez y las masas del sistema resistente a sismos debe ser uniforme sin discontinuidades. Se debe disponer el mayor número posible de líneas de resistencia.
- Evitar las configuraciones irregulares.
- Suministrar rigidez y resistencia a los elementos portantes para asegurar el aprovechamiento global de la resistencia y capacidad de absorción de energía.
- Asegurar que en las regiones críticas se desarrollen rótulas de longitud suficientes, para que las demandas de ductilidad de curvatura no sean excesivas.
- Controlar las demandas globales y locales de ductilidad.

- Permitir la formación de regiones inelásticas debidamente localizadas.
- Garantizar ciclos histeréticos estables hasta los niveles de deformación previsible.
- Evaluar la posible interacción entre los elementos del sistema resistente a sismo y los elementos no estructurales.
- Evitar los efectos $P-\Delta$ excesivos, pues reducen una parte de la resistencia lateral (Grases, 1987).

1.2.- Comportamiento estructural.

El comportamiento del sistema estructural depende de la respuesta de sus miembros y del material, junto con otros factores. Ante las solicitaciones de diseño, se puede suponer que las estructuras permanecen en el rango elástico o que van a tener incursiones en el inelástico. En el primer caso, las fuerzas de diseño son mucho mayores que en el segundo y por lo tanto, resulta un diseño antieconómico para la mayoría de las estructuras, pero indispensable en el caso de “instalaciones riesgosas”. Para la mayoría de las estructuras, el diseño óptimo se logra aceptando incursiones en el rango inelástico, balanceando ductilidad y resistencia, para conseguir un comportamiento histerético estable, es decir, que conserve su rigidez, resistencia y capacidad de disipar energía después de varios ciclos de carga, de manera que el nivel de daños sea mínimo (Hernández, 1997 y Grisolia, 1999).

Dentro de los parámetros que gobiernan el comportamiento de las estructuras, la irregularidad vertical tiene una marcada influencia. Esta tiene repercusión en la ductilidad y el factor de reducción de respuesta **R** de las estructuras. El efecto de las columnas cortas se ha considerado normalmente como un problema de resistencia al corte y en este caso se analiza como un problema geométrico y se desarrolla en torno a fuerzas aplicadas, ductilidad y factor de respuesta **R**.

1.3.- Ductilidad.

En forma general, este término se define como la capacidad para alcanzar deformaciones mas allá del límite elástico del material, sin presentar pérdida apreciable de su capacidad resistente (Grisolía, 1999).

La ductilidad global D_{global} es la medida de la ductilidad de una estructura, expresada mediante el factor de ductilidad de la curva fuerza vs. deformación, expresada en términos de fuerza cortante basal vs. desplazamiento lateral del tope o fuerza cortante vs. deriva promedio de entrepisos.

El comportamiento dúctil del sistema estructural es una consecuencia de las deformaciones locales o concentradas en aquellas secciones que alcanzan el límite de cedencia del material (las llamadas articulaciones o rótulas plásticas). Esta ductilidad local o demanda de ductilidad μ_d , se puede expresar como la relación de curvatura máxima ϕ_u entre la curvatura en el límite elástico ϕ_y , o como la relación entre la rotación máxima α_u y la rotación en el límite elástico α_y en el extremo del miembro donde se forma la rótula. En los desplazamientos de la estructura no solo contribuyen las deformaciones inelásticas, sino también las deformaciones elásticas, por lo cual los valores de ductilidad global no coinciden con los de ductilidades locales, siempre que se evite la formación de los mecanismos frágiles (corte, adherencia, pandeo y otros). A medida que se forman las rótulas plásticas, la estructura se va introduciendo en el rango inelástico, hasta que el número de articulaciones sea tal que se forma un mecanismo de colapso estructural. En nuestro caso la aplicación de un Análisis Estático No Lineal (AENL) permite la determinación de las rótulas plásticas hasta agotar la capacidad de la estructura.

Un parámetro de gran importancia que se debe tener muy en cuenta es la demanda de ductilidad global μ_d , la cual representa los requisitos impuestos por el

movimiento sísmico al sistema estructural. En un buen diseño sismorresistente esta demanda de ductilidad debe ser menor que la ductilidad disponible μ_c .

1.4.- Factor de reducción de respuesta, R .

Los códigos actuales de diseño sismorresistente están orientados a permitir que las estructuras tengan un comportamiento no lineal durante los movimientos sísmicos fuertes. En la actualidad, se acepta que el comportamiento estructural inelástico reduce la demanda de fuerzas de diseño, con respecto a la demanda que tiene la estructura, si su respuesta fuese completamente elástica (Iwan 1998). Esta reducción en las fuerzas de diseño es considerada en las actuales previsiones de los códigos sismorresistentes, mediante el factor de reducción de respuesta R_μ . Este factor se define para sistemas de un grado de libertad, como la relación entre la demanda de resistencia elástica y la demanda de resistencia inelástica de la estructura, la cual se representa mediante la siguiente expresión (Miranda, 1997):

$$R_\mu = \frac{F_y (\mu = 1)}{F_y (\mu = \mu_i)} \quad (1.1)$$

donde $F_y (\mu = 1)$ es la fuerza máxima lateral aplicada para mantener el sistema en el rango elástico y $F_y (\mu = \mu_i)$ es la fuerza lateral de cedencia para aceptar una demanda de ductilidad menor o igual a la ductilidad de diseño μ_i .

Para efectos de diseño, R_μ corresponde a la máxima reducción de fuerzas que puede aplicarse, para limitar la demanda de ductilidad y predecir su valor máximo en un sistema de un grado de libertad, cuya resistencia lateral será igual a las fuerzas de diseño. En el factor de reducción R_μ se incorpora la capacidad global del sistema para absorber y disipar energía por acción inelástica (Santa-Ana y Miranda 2000).

El factor de reducción de respuesta es función básicamente de la demanda de ductilidad, el período de vibración de la estructura y de las condiciones del sitio (Miranda y Bertero 1994). Para sistemas de múltiples grados de libertad, el factor R se puede obtener a partir del factor R_μ afectado por otros parámetros que consideran la redundancia y el comportamiento de estructuras de varios pisos, por lo que el valor de R puede expresarse como:

$$R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_R \quad (1.2)$$

donde R_s es un factor de resistencia dependiente del período, y R_R es el factor de redundancia, cuya función es cuantificar la mejora de confiabilidad de los sistemas de pórticos resistentes a sismos que utilizan múltiples líneas de resistencia en cada dirección de la estructura (ATC 19, 1995).

Otros estudios proponen una expresión bilineal para la determinación del factor de reducción de respuesta en función de la ductilidad y el período de la estructura (Ridell et al., 1989):

$$R = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \quad \text{para } 0 \leq T < T^*$$

$$R = R^* \quad \text{para } T^* \geq T \quad (1.3)$$

El valor de T^* varía entre 0.1 y 0.4 segundos. El valor de R^* coincide con el valor del factor de ductilidad μ para $\mu = 2, 3, 4$ y 5 , pero es más pequeño que μ para un factor de ductilidad de 10 , tal como se muestra en la Tabla 1.3.

Factor de ductilidad	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	8.8	7.4	8.0
$T^*(\text{seg})$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

Tabla 1.3.- Valores de los parámetros de la relación bilineal para el factor de reducción de respuesta R .

1.5.- Irregularidad vertical.

Esta claramente establecido que la configuración estructural es primordial para el comportamiento sísmico de las estructuras (Bento y Azevedo, 2000). En sismos recientes, se ha observado que las estructuras irregulares muestran un inadecuado comportamiento sísmico al compararlas con estructuras similares regulares, y la mayoría de los colapsos están relacionados con problemas de configuración importantes o conceptos equivocados de diseño.

Hay diferentes casos de irregularidades en la configuración, responsables del deficiente comportamiento estructural, pero la no uniformidad en rigideces y de masas, tanto en planta como en vertical, son las más importantes. Las reglas existentes para diseñar tales estructuras todavía no consideran completamente el problema y sólo algunas reglas empíricas son utilizadas cuando algún criterio de regularidad no se satisface.

La Norma COVENIN 1756:2001 considera en su Capítulo 6, sección 6.5.2, las siguientes irregularidades verticales:

- **Entrepiso blando:** La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, ó 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.
- **Entrepiso débil:** La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, ó 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores.
- **Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos:** Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos.
- **Aumento de las masas con la elevación:** La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura.

- **Variaciones en la geometría del sistema estructural:** La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 veces la del piso adyacente.
- **Esbellez excesiva:** El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura nivel de base exceda a 4.
- **Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales:** De acuerdo con alguno de los siguientes casos:
 - i) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel base.
 - ii) El ancho de la columna o muro en un piso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
 - iii) El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.
- **Falta de conexión entre miembros verticales:** Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.
- **Efecto de columna corta:** Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

Para consideraciones de diseño, la Norma COVENIN 1756:2001 ha incorporado algunos factores en función del tipo de irregularidad que afectan considerablemente el comportamiento de las estructuras ante la acción de los sismos y que se presentan con bastante frecuencia, como es el caso del efecto de las columnas cortas. Cada tipo de irregularidad debe ser objeto de investigación particular. El presente trabajo esta orientado al estudio de la influencia de las columnas cortas en el comportamiento inelástico de las estructuras.

En el Capítulo II se presenta el planteamiento del problema, con una descripción de las experiencias de comportamiento de estas estructuras ante los

movimientos sísmicos. En el Capítulo III se describe la metodología empleada para la realización del trabajo, el uso del programa Canny-W (Li, 1998) para la construcción de curvas de capacidad AENL, y para realizar el Análisis Dinámico No Lineal Tridimensional (ADNL-3D) con el objeto de determinar el comportamiento estructural, los factores de reducción de respuesta y las demandas de ductilidad aplicando el modelo bilineal de Takeda. En el Capítulo IV se presentan los resultados obtenidos, su discusión y comparaciones, y finalmente en el Capítulo V se presentan las Conclusiones y Recomendaciones.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO II

EL PROBLEMA DE LAS COLUMNAS CORTAS

2.1.- Irregularidad vertical

El buen desempeño estructural de una edificación depende en gran medida de su configuración. Las estructuras que presentan el mejor comportamiento ante las sollicitaciones sísmicas son las de formas simples en planta y elevación. Sin embargo, en la mayoría de los diseños resulta difícil conseguir una estructuración totalmente regular y por lo general existen algunos elementos que convierten a la estructura en irregular. La irregularidad está enmarcada en dos ámbitos, vertical y horizontal. En este trabajo, la influencia de las columnas cortas permite hacer referencia a la irregularidad vertical.

La importancia de los efectos de la irregularidad vertical en el comportamiento estructural se ha estudiado con énfasis en los últimos años. Diferentes investigaciones se han orientado a evaluar su influencia en el desempeño estructural.

En el trabajo de Ozmen,1996; se estudió la confiabilidad del Método Estático Equivalente (MEE) en estructuras de varios pisos para evaluar irregularidades verticales como las geométricas y la distribución de masas y rigideces. Las estructuras se analizan comparando los resultados con el método de superposición modal tridimensional (ADM-3D); determinando la proporción de los momentos flectores de diseño debido a cada método, y a esta proporción se le llama factor computacional de seguridad. El promedio ponderado de éstos determina el factor global computacional de seguridad, el cual se utiliza en la evaluación de las irregularidades verticales. En edificaciones regulares donde predomina el primer modo de vibración, este factor arroja valores mayores que la unidad para los casos analizados, indicando un grado de seguridad del MEE.

Otros casos de irregularidad como las paredes de altura intermedia y los pisos blandos en planta baja, son considerados en el trabajo de Cassis,1996. Las estructuras de este estudio se diseñaron bajo el Código Sísmico de Chile

mediante ADM-3D, obteniendo su resistencia y desplazamientos mediante un AENL, la demanda sísmica se obtuvo mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL) utilizando los registros del Sismo de Chile del 03-03-85. Los resultados mostraron modos de falla frágil para los edificios irregulares sin paredes en algunos pisos, los cuales deben evitarse.

En el trabajo de Moretti y Tassios, 1998; se analizaron modelos a escala de columnas cortas para investigar su comportamiento ante cargas cíclicas, utilizando diferentes porcentajes de acero longitudinal y transversal. Se propone un modelo de armadura, para describir el comportamiento de columnas de concreto armado y se compara con los resultados de las pruebas. La sustitución de una parte del acero longitudinal por barras diagonales, sin reducir el acero transversal, mejora el comportamiento dúctil. Este modelo puede utilizarse para estimar la capacidad de carga de la columna e inclusive el tipo de falla que se puede esperar.

2.2.- El efecto de columna corta.

La columna corta se produce debido a una modificación accidental en la configuración estructural original. Se presenta cuando en una estructura sometida a fuerzas o solicitaciones horizontales, la luz libre de la columna se ve disminuida por un elemento, generalmente no estructural, que limita la capacidad de la columna de deformarse libremente en el sentido lateral, como se muestra en la Fig. 2.1.

Estos elementos no estructurales generalmente no son considerados en el análisis y diseño del sistema, sino que se asume que la estructura actúa libre y puede deformarse sin interacción de los elementos no estructurales. Estos componentes, debido a sus características dinámicas y al no ser separados de la estructura durante un sismo, tienen una participación significativa en el comportamiento del sistema resistente.

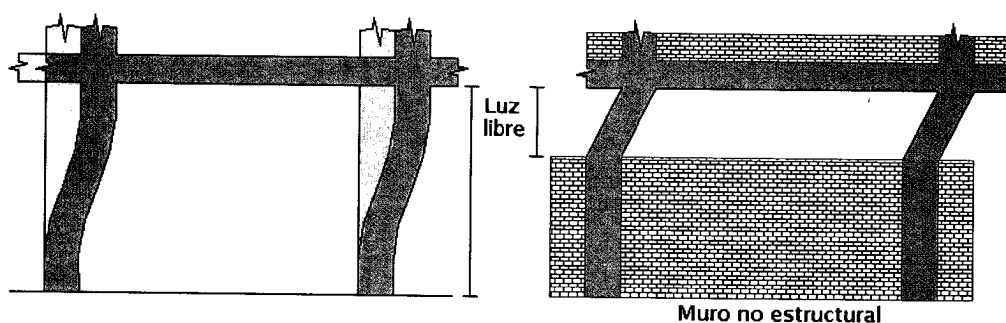


Fig. 2.1.- Deformaciones de columnas no restringidas y restringidas en su libre desplazamiento lateral

Las causas mas comunes que generan el efecto de columna corta se muestran a continuación.

2.2.1.- Confinamiento lateral parcial en la altura de la columna por elementos rígidos.

El caso más común es el confinamiento de una parte de la columna por muros no estructurales, para dejar aberturas de iluminación y ventilación en espacios donde se requiere una restricción de las visuales. Las columnas quedan confinadas en su parte inferior por las paredes rígidas y libres en la parte superior, con una longitud generalmente pequeña (Fig. 2.2). Esta configuración es común en aulas de escuelas, depósitos, baños, y consultorios médicos.

En estos casos, las paredes no estructurales son mas altas que la altura de los antepechos de las ventanas normales y para cumplir con las regulaciones de ventilación e iluminación, las ventanas altas se extienden a todo lo ancho de los pórticos. El confinamiento de una parte de la columna por muros no estructurales, hace que los muros y la parte confinada trabajen conjuntamente como muro rígido y la parte superior libre trabaja como una pequeña columna, la cual recibe la mayor parte de la sollicitación por corte para la cual fue calculada la columna completa.

2.2.2.- Acoplamiento de elementos estructurales y no estructurales en niveles intermedios de la columna.

La interacción de elementos estructurales horizontales como vigas o losas de descansos de escaleras y rampas, y no estructurales como tuberías adosadas a las columnas, que entran en contacto con ella en lugares intermedios, también pueden producir modificaciones en su comportamiento (Fig 2.3).



Fig. 2.2.- Conformación típica de columnas cortas

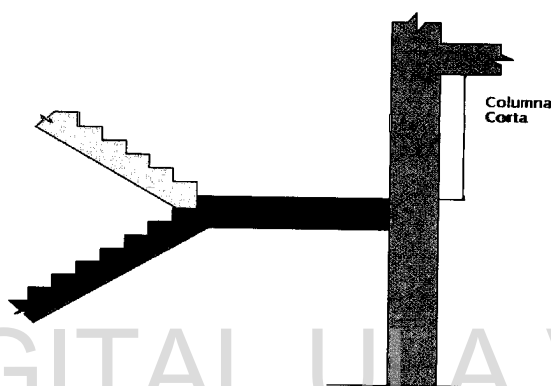


Fig. 2.3.- Columna corta causada por el descanso de la escalera.

2.2.3.- Ubicación del edificio en terrenos inclinados y semisótanos.

La primera losa de entrepiso de un edificio construido sobre un terreno inclinado, generalmente ocasiona que la altura de las columnas que soportan dicha losa vaya aumentando en longitud a medida que el terreno se va separando del nivel de la losa, produciendo en algunos casos columnas cortas tal y como se muestra en la Fig. 2.4.

En edificaciones con semisótanos, los muros de contención que suben desde la fundación unidos a las columnas, y que superan el nivel del suelo en el exterior, son interrumpidos para la ubicación de aberturas que permitan iluminación y ventilación (Fig. 2.5) generando situaciones de columna corta.

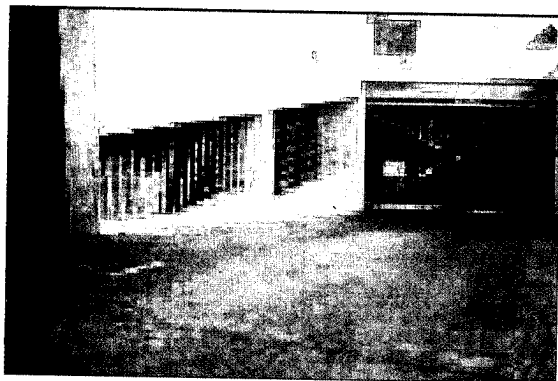


Fig. 2.4.- Edificio sobre terreno inclinado donde se presentan columnas cortas.

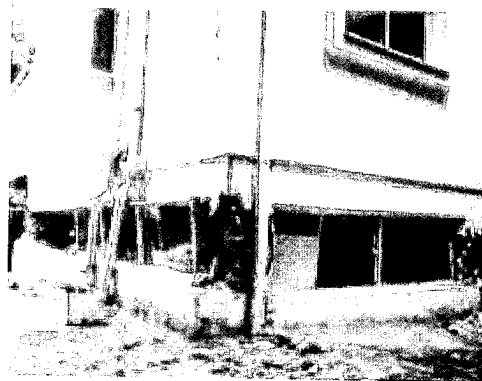


Fig. 2.5.- Columna corta generada por la ventilación del semisótano.

2.3.- Comportamiento de la columna corta.

Cuando un pórtico es sometido a cargas verticales, los dos extremos de una columna se mantienen dentro de la misma línea vertical, mientras que en el caso en que se someta a fuerzas horizontales, el extremo superior de la columna se desplaza horizontalmente y genera la deriva del entrepiso. En la Fig. 2.6 se muestra una representación del comportamiento para ambos casos, donde las fuerzas internas se presentan en los extremos del elemento, momento flector M , fuerza axial P y la fuerza cortante V .

La relación entre los momentos flectores que actúan en los extremos de la columna y la fuerza cortante se obtiene del equilibrio:

$$V = \frac{M_a + M_b}{h} \quad (2.1)$$

o simplemente la fuerza cortante V corresponde a la suma algebraica de los momentos en los extremos $(M_a + M_b)$ dividida por la luz libre de la columna h .

En la columna corta, al reducir la luz libre debido a la presencia de un elemento

externo a ella, generalmente no estructural, las fuerzas cortantes que debe resistir la columna aumentan considerablemente.

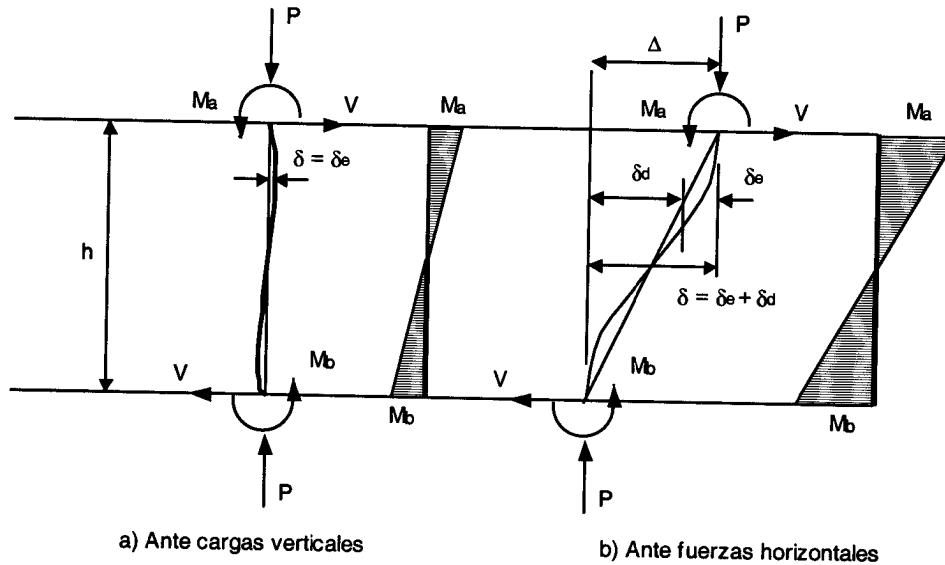


Fig. 2.6.- Deformaciones de la columna de un pórtico y sus diagramas de momentos.

Por lo tanto, el elemento no estructural puede controlar la fuerza cortante de la columna. El gran problema de que existan columnas cortas dentro de la estructura es que el valor de la fuerza cortante de diseño puede ser excedida debido a la reducción de la luz libre que causa el elemento no estructural, provocando un falla frágil en la columna por corte antes de desarrollar la capacidad total de flexión. Para evitar este mecanismo frágil, en el método de diseño por capacidad se toma el corte de diseño sobre la base de la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas cortas (Paulay y Priestley, 1991). Al reducir la altura de la columna aumenta la fuerza cortante, de hecho la rigidez mayor atrae mayor fuerza cortante. Para una columna de altura H y una columna corta de altura h (Fig. 2.7.a), la relación de cortes $v/V = (H/h)^3$ con (H/h) entre 3 y 4, resulta en un valor de v entre 27 y 64 veces el corte de la columna de altura H , tal como se muestra en la gráfica de la Fig. 2.7. (Godoy y Puig, 2002).

Si estos componentes no estructurales muy rígidos no se consideran en el

proyecto original, se puede modificar el comportamiento sismorresistente de las columnas produciendo efectos no esperados e indeseados. El muro puede producir un confinamiento tan efectivo, posibilitando que la falla se produzca primero en la columna que en este elemento no estructural, aparentemente débil.

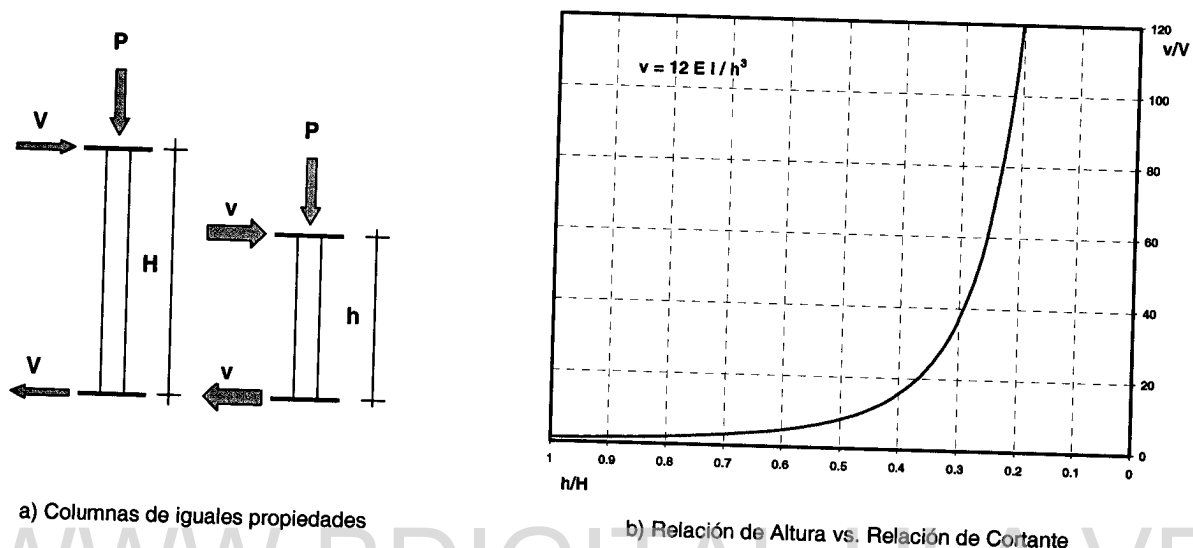


Fig. 2.7.- Comparación de cortantes entre columnas de iguales propiedades y diferentes alturas. (Godoy y Puig, 2002).

2.4.- Experiencias de falla por efecto de columnas cortas.

Son muchos los casos en que las edificaciones fallan ante un sismo debido a la existencia de columnas cortas. A continuación se hace referencia a algunos de los casos más recientes.

a) Sismo de Bhuj (India), $M=7.5$, fecha: 26-06-2001. Las construcciones típicas en Ahmedabad y Bhuj son estructuras de pórticos de concreto armado resistentes a momento con mampostería de ladrillo o piedra sin reforzar. Se observó falla por efecto de columnas cortas en la planta baja de un edificio de cinco niveles de apartamentos llamado Krishna en Bhuj (Fig. 2.8). Igual daño se observó en el edificio de apartamentos Kripa (Fig. 2.9), donde se determinó que las columnas

cortas estuvieron sujetas a fuerzas altas de corte debido a la gran masa colocada en el tope del edificio (Goyal et al., 2001).

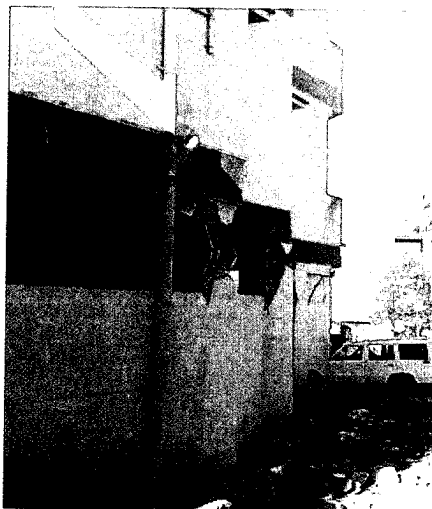


Fig. 2.8.- Falla de columna corta debido al refuerzo transversal insuficiente.



Fig. 2.9.- Falla de columna corta.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

b) Sismo de Kocaeli, $M=7.4$; fecha: 17-08-99. Cerca de Izmit, Provincia de Kocaeli, en Turquía, miles de edificios de cuatro a siete pisos quedaron total o parcialmente colapsados. La mayoría de las fallas estructurales ocurrieron por la falta de refuerzo transversal en columnas y juntas viga-columna, inadecuado anclaje y empalme del acero de refuerzo longitudinal y las irregularidades verticales y en planta. En la Fig. 2.10 se observa un caso de falla por insuficiente refuerzo transversal en una columna corta (Sozen y Elwood, 1999).

c) Sismo de Armenia; $ML=6.2$, fecha: 25-01-99. Se presentó en la zona Centro-Occidental de Colombia, dicho evento causó graves daños en la ciudad de Armenia, capital del Departamento de Quindío; en la ciudad de Pereira, capital del Departamento de Risaralda, y en un amplio número poblados alrededor de estas ciudades. Fueron evidentes los efectos de columna corta, la torsión por la excentricidad de rigidez causada por la disposición asimétrica de muros de tabiquería y el mal comportamiento de edificios de formas irregulares.

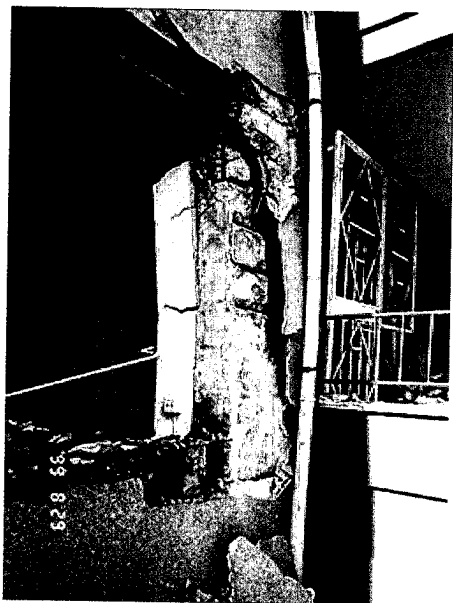


Fig. 2.10.- Sismo de Izmit, Kocaeli. Deficiente acero transversal en columna corta.



Fig. 2.11.- Colapso parcial de edificación del sector educativo por columnas cortas

Las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la falta de confinamiento mediante acero transversal tanto en columnas y vigas facilitó la ocurrencia de fallas por esfuerzo cortante y en algunos casos fue la causa del colapso total o parcial de las edificaciones. Las estructuras de un amplio número de escuelas y colegios fueron fuertemente afectadas. Se estima que cerca del 80% de las edificaciones educativas de la zona sufrieron daños moderados a severos (Fig. 2.11). Como conclusión de la revisión efectuada, se ratificó que la interacción adversa de elementos no estructurales con las estructuras es causa de graves daños que pueden causar el colapso de las edificaciones. En las Figs. 2.12 y 2.13 se muestran otros casos de fallas por efecto de columna corta (Cardona, 1999).

d) Sismo Región Sur de Perú; $M=7.3$; fecha: 12-11-96. La edificación mas común utilizada para escuelas conocida como el tipo "780", es una estructura de dos pisos de concreto armado con paredes de mampostería. En el sentido longitudinal la mampostería tiene una altura parcial, lo que genera el efecto de

columna corta. Esta planta todavía es usada en nuevas construcciones con algunas diferencias, como a) paredes de mampostería en la dirección transversal fueron sustituidas por muros portantes, b) En el sentido longitudinal se han separado las paredes de mediana altura de las columnas con una junta de una pulgada. Desafortunadamente, en la práctica, estas juntas no fueron efectivas, como se muestra en la Fig. 2.14 (Bariola y Kuroiwa 1996).



Fig. 2.12.- Efecto de columna corta por interacción de muros de mampostería

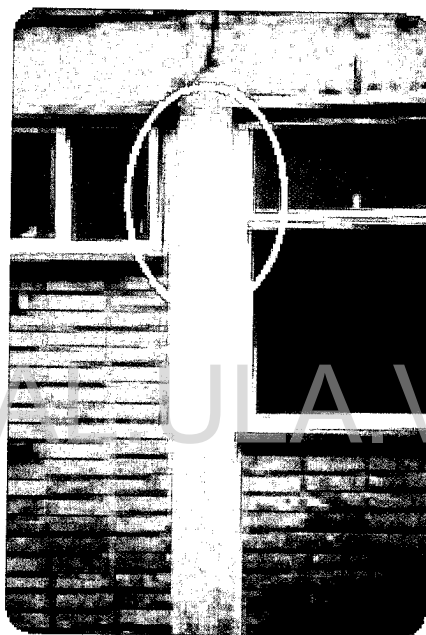


Fig. 2.13.- Columna corta generada por desnivel del terreno.

En algunas de las escuelas mas antiguas, las paredes de mampostería se construyeron completas a ambos lados de las columnas en el sentido longitudinal, eliminando las columnas cortas e incrementando la rigidez longitudinal. Dos estructuras de este tipo no sufrieron daño alguno (Fig. 2.15).

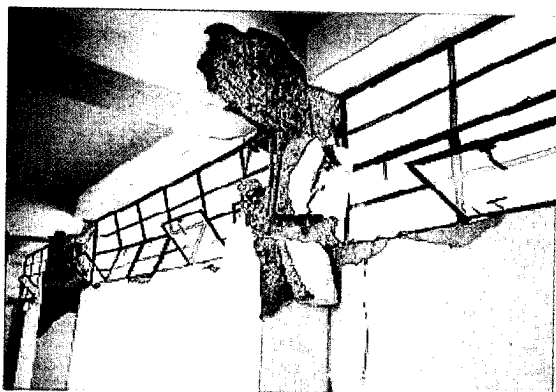


Fig. 2.14.- Falla de columna corta en escuela tipo "780".

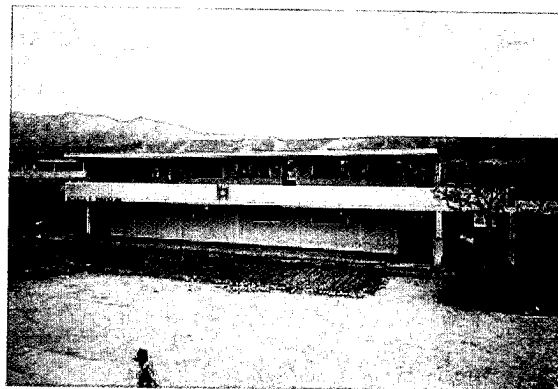


Fig. 2.15.- Escuela tipo "780" con paredes en ambos lados, no sufrió daño.

e) Cariaco, Venezuela; $M=6.9$; fecha: 09-07-97. En Cariaco, a menos de 10 km del epicentro, dos escuelas se derrumbaron, muriendo aproximadamente 30 estudiantes. La Escuela Valentín Valiente era una estructura de dos pisos de concreto armado construida en 1955. Tenía una planta rectangular simétrica. Pórticos con vigas profundas (secciones más grandes que las columnas) sólo existían en la dirección transversal. No había ningún pórtico en la dirección longitudinal donde las columnas sólo se conectaban con la losa. Las paredes eran de bloques de concreto construidas hasta dos tercios de la altura del piso, generando muchas columnas cortas (Reporte EERI, FUNVISIS et al., 1997).

No se observó ningún refuerzo transversal en las juntas viga-columna. Quedó evidenciado que el edificio se movió en la dirección longitudinal flexible antes de derrumbarse. Algunas vigas se observaron completamente separadas de las columnas. Las columnas cortas fallaron en el tope de la mampostería (Fig. 2.16). Se observaron rótulas plásticas en el tope y base de la mayoría de las columnas, así como también muchos agrietamientos en la juntas.

La otra estructura educativa que colapsó en Cariaco fue el Liceo Raimundo Martínez, una estructura de concreto armado de 4 pisos, construida en 1989. Aparentemente el Liceo estaba compuesto por dos estructuras con planta en

forma de "C", separadas unos centímetros. Las dos estructuras juntas formaban una planta cuadrada con un vacío rectangular en el centro. La estructura estaba compuesta por pórticos con numerosas paredes a media altura, llevando esto a la formación de muchas columnas cortas. El primer piso colapsó en ambos edificios; las columnas cortas y la falta de refuerzo transversal pueden haber sido la causa del colapso de vigas y nodos (Fig. 2.17).

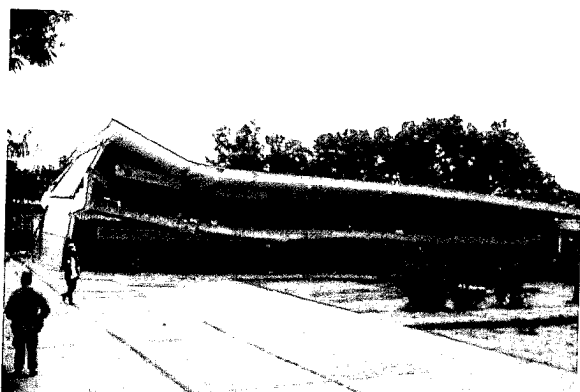


Fig. 2.16.- Escuela Valentín en Cariaco, colapsada.



Fig. 2.17.- Liceo Raimundo Martínez en Cariaco, colapsado completamente.

2.5.- Situación actual.

Hasta la fecha, se han desarrollado muchos trabajos en torno a este tema para tratar de proponer un método que permita entender el comportamiento de las columnas cortas como elementos de concreto armado. Entre ellos se pueden nombrar: Influencia del acero de refuerzo en la resistencia lateral de columnas cortas de concreto armado (Woodward y Jirsa, 1984); Clasificación del comportamiento de columnas cortas de concreto armado sujetas a deformaciones cíclicas (Woodwad y Jirsa, 1980); Comportamiento sísmico de columnas cortas de concreto armado (Moretti y Tassios, 1998); Capacidad de deformación de columnas cortas de concreto reforzadas diagonalmente sujetas a grandes esfuerzos de compresión axial (Kuarmoto et al, 1988); Propuesta de un método de reforzamiento a cortante sísmico de columnas cortas de concreto armado en

edificaciones existentes (Yoshimura et al, 1988).

Actualmente, para considerar la influencia de la columna corta en el diseño de las estructuras, la Norma venezolana COVENIN 1756:2001 prevé que las solicitaciones obtenidas del análisis sean multiplicadas por 1.3 en todos los elementos del entrepiso donde se localice la irregularidad, y los de los entrepisos inferiores. Estas especificaciones incentivaron la redacción de los Objetivos del presente Trabajo:

1. Evaluar las solicitaciones a que están sometidas las columnas cortas de una serie de edificios, en relación a otros con columnas de altura normal, a fin de calibrar con el coeficiente dado por la norma de 1.3.
2. Determinar la influencia del efecto de las columnas cortas en la ductilidad estructural, en base a su ubicación en diferentes alturas.
3. Determinar la influencia de las columnas cortas en el factor de reducción de respuesta R de las estructuras.
4. Proponer consideraciones normativas para tomar en cuenta el efecto de columnas cortas en el diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL LINEAL ELASTICO Y NO LINEAL

3.1.- Metodología

Para llevar a cabo este estudio, se planteó la siguiente metodología de trabajo:

- Selección de las estructuras a analizar.
- Predimensionado aplicando el MEE y Torsión Estática Equivalente (TEE).
- Diseño de los edificios en estudio, con el Método de ADM-3D, utilizando el Programa SetBuildingVer.8.2 (Fortoul, 2001).
- Construcción de las curvas Push-Over, de los edificios mediante un AENL.
- Análisis del comportamiento dinámico de los edificios mediante un análisis dinámico no lineal tridimensional historia-tiempo (ADNL-3D), basado en el modelo de comportamiento histerético bilineal de TAKEDA (Li, 1998). Para los análisis inelásticos se utiliza el programa Canny-W (Li, 1998).
- Análisis y discusión de los resultados.

3.2.- Selección de las estructuras.

El estudio se limita al análisis de estructuras de concreto armado y está orientado a evaluar la incidencia de la irregularidad vertical por columnas cortas en la respuesta dinámica de las edificaciones. Se seleccionan edificios Tipo I, de pórticos ortogonales, planta regular, simétrica, de 6, 12 y 18 pisos, con tres vanos de 6 m de longitud en cada sentido, y alturas de entrepiso de 3m (Fig. 3.1).

Para contemplar la irregularidad vertical, en el análisis inelástico se introducen columnas cortas en diferentes niveles de cada estructura, como la planta baja, la planta intermedia y la planta alta (Fig. 3.2), para determinar su influencia en el comportamiento global, lo que genera nueve modelos adicionales de análisis.

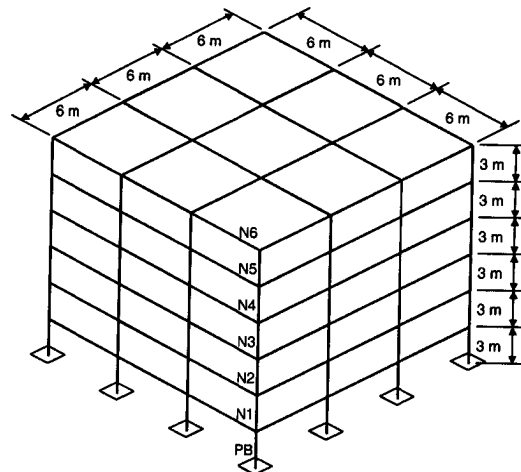


Fig. 3.1.- Estructura modelo regular de 6 pisos

La columna corta se introduce colocando una viga adicional en el nivel de interés, con las mismas características de resistencia que la viga del nivel superior, generando de este modo una columna corta de 1m de altura. De esta manera, la estructura queda con un piso adicional (Fig. 3.2), además se ajusta el diagrama de interacción de las columnas cortas, para incorporar la reducción de capacidad a flexión por efectos de corte. Los resultados que se obtienen están limitados al comportamiento de este modelo.

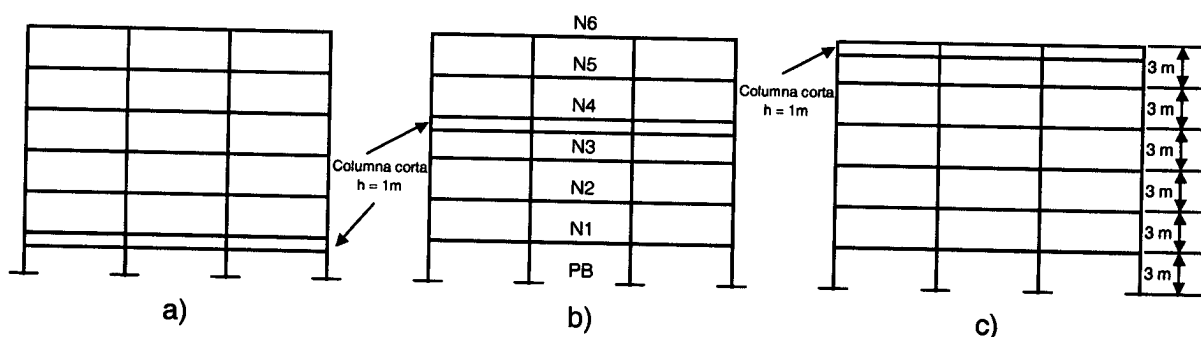


Fig. 3.2.- Modelos de 6 pisos con la generación de columna corta en: a) Planta Baja, b) Planta Intermedia, c) Planta alta.

En total se analizan 3 modelos regulares y 9 modelos con columnas cortas:

Modelo de 6 pisos:

- Edificio completamente regular (6NR).

- Edificio con columna corta en planta baja (6NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 3 y 4 (6NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 5 y 6 (6NPA).

Modelo de 12 pisos:

- Edificio completamente regular (12NR).
- Edificio con columna corta en planta baja (12NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 6 y 7 (12NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 11 y 12 (12NPA).

Modelo de 18 pisos:

- Edificio completamente regular (18NR).
- Edificio con columna corta en planta baja (18NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 9 y 10 (18NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 17 y 18 (18NPA).

Se toma el grupo de edificios regulares (6NR, 12NR Y 18NR) y además los edificios afectados por las columnas cortas y finalmente se comparan los comportamientos obtenidos en la nueva condición.

Los edificios se diseñan sin contemplar el efecto de la columna corta, asumiendo que esta condición no se conoce al momento de diseño, y por la construcción se generan las columnas cortas con la incorporación de la tabiquería, tal como ocurre en la mayoría de los casos.

3.3.- Predimensionado de los Edificios.

Los edificios se diseñan bajo las prescripciones de las Normas venezolanas COVENIN 1756:2001 y COVENIN 1753:1987. Previamente al diseño se ejecuta la etapa de predimensionado, a fin de determinar las dimensiones preliminares de los elementos estructurales, haciendo que la estructura esté en el límite de la desplazabilidad del 18%.

El diseño de los edificios se realiza asumiendo su ubicación en la zona Este de Barquisimeto, donde el perfil geotécnico del terreno de fundación caracteriza una forma espectral S1. Los aspectos fundamentales del proceso de predimensionado son:

Datos para el diseño, según COVENIN 1756:2001:

- Zona sísmica: 5
- Uso de la estructura: Oficinas
 - Grupo: B2
 - Coeficiente de uso α : 1
- Tipo de estructura: Pórticos
- Losa de entrepiso: Armada en dos direcciones
- Número de pisos: 6, 12, 18
- Forma espectral: S1
- Altura de entrepiso: 3 m
- Longitud del tramo: 6 m
- Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Las losas de entrepiso se consideran armadas en dos direcciones y se obtiene simetría total en planta. En la Fig. 3.3 se muestra la configuración en planta donde se indican las áreas tributarias para vigas y columnas.

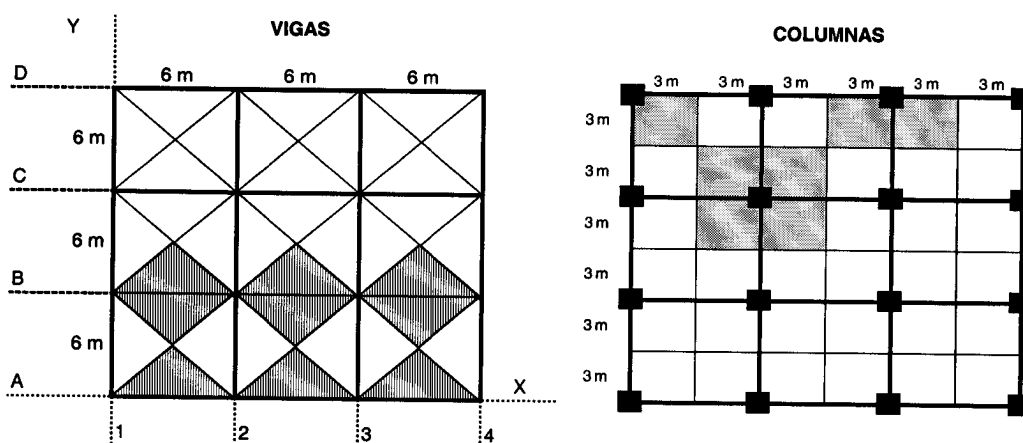


Fig. 3.3.- Áreas tributarias en vigas y columnas.

El predimensionado de los edificios modelo de 6,12 y 18 pisos se realiza tomando en cuenta la máxima desplazabilidad permitida de 0.018. Las dimensiones sufren modificaciones en el diseño final, ya que todo proceso de diseño es iterativo.

3.4.- Diseño de los edificios.

El diseño de los edificios se efectúa cumpliendo las premisas contempladas en la Norma Venezolana COVENIN 1753:1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones”, para el Nivel de Diseño 3 (ND3).

A fin de obtener una estructura dúctil con buen comportamiento sísmico, se toman en cuenta las siguientes consideraciones.

- El edificio se encuentra en zona sísmica 5, ND3 con un factor de reducción de respuesta $R = 6$.
- Se utiliza el Método de ADM-3D con tres grados de libertad por nivel.
- Las dimensiones de los elementos estructurales, vigas y columnas, se modifican hasta llevar la desplazabilidad cercana al límite permisible $\delta=0.018$.
- Las losas de entrepiso se consideran como diafragmas rígidos.
- El diseño de las áreas de acero y dimensiones finales de los elementos se optimizan para tener la menor sobrerresistencia posible.
- Una buena respuesta del sistema estructural, requiere el criterio de viga débil – columna fuerte.

Los diseños se realizan con la asistencia del programa SetBuildingVer8.2. (Fortoul, 2001). El programa efectúa el cálculo de los modos de vibración de la estructura a través del Método de Stodola, incluye los efectos $P-\Delta$, determina los casos de cargas establecidos por la norma y diseña los aceros de los elementos

estructurales atendiendo las indicaciones de la Normas COVENIN 1753:1987.

3.4.1.- Diseño de acero en vigas y columnas.

El diseño de acero de refuerzo en vigas se efectúa tomando como porcentaje de acero valores entre 0,5 y 0,75 ρ_b , para evitar que las dimensiones de las vigas se hagan muy grandes y afecte el valor de la desplazabilidad. En el caso de las columnas, la norma fija como límites para el porcentaje de acero valores de 1 y 6%, y el diseño se efectúa con valores máximos del 2%.

El Capítulo 18 de la Norma 1753:1987 establece el requisito de resistencia a flexión del nodo o junta viga–columna. En cualquier nodo o junta viga-columna en el plano, se debe cumplir que la suma de las resistencias a flexión de las columnas sea 1,20 veces mayor que la suma de las resistencias a flexión de las vigas concurrentes, es decir:

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 \Sigma M_{vig} \quad (3.1)$$

Es importante señalar que este criterio se omite para las columnas del último nivel, por tener un comportamiento especial.

3.4.2.- Dimensiones definitivas.

Las dimensiones definitivas para los modelos regulares de 6, 12 y 18 pisos, obtenidas de la ejecución del programa SetBuildingVer8.2 se muestran en las Figs. 3.4, 3.5 y 3.6, junto con las gráficas que muestran su comportamiento. En las Tablas 3.1 a 3.9 se muestran las áreas de aceros requeridas.

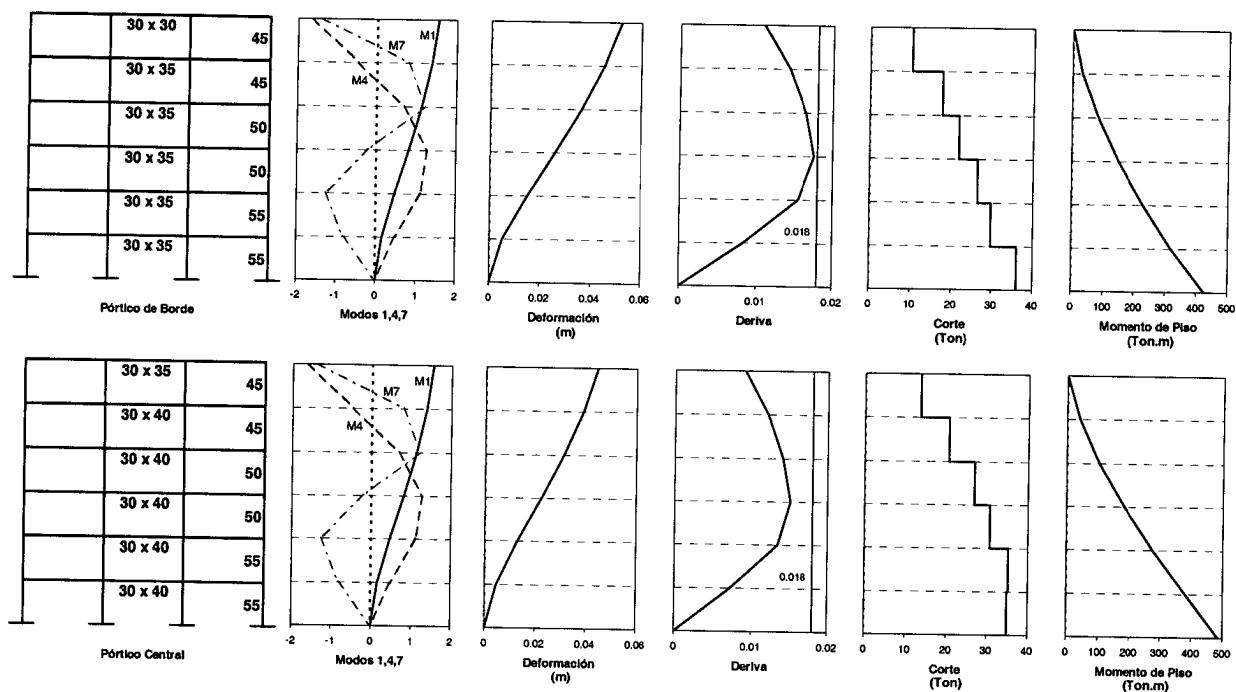


Fig. 3.4.- Dimensiones definitivas Modelo 6NR – Fuerzas y Desplazamientos.

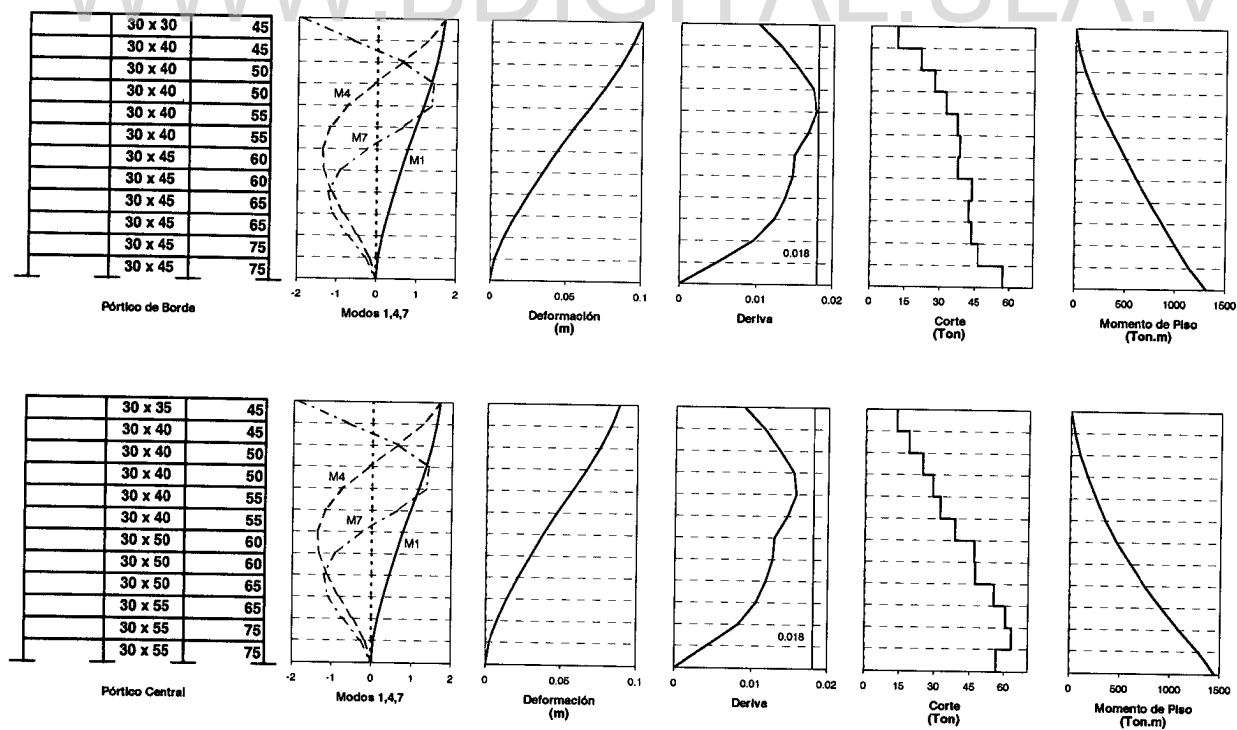


Fig. 3.5.- Dimensiones definitivas Modelo 12NR – Fuerzas y Desplazamientos.

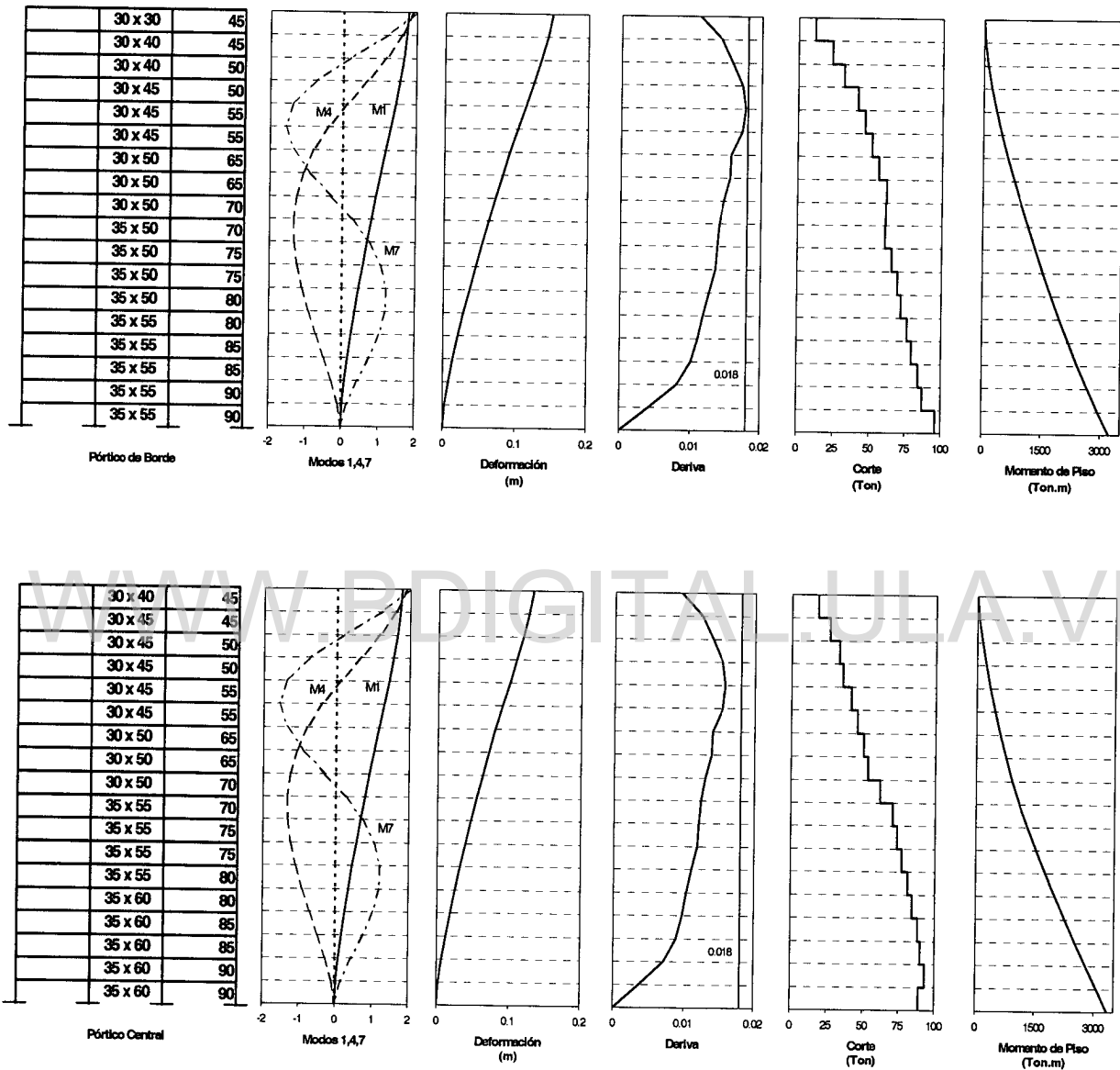


Fig. 3.6.- Dimensiones definitivas Modelo 18NR – Fuerzas y Desplazamientos.

Modelo 6NR	
Columnas entre niveles	Área de acero (cm ²)
5-6	45.92
4-5	45.92
3-4	47.82
2-3	47.82
1-2	43.39
PB-1	43.39

Tabla 3.1.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 6NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
6	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
5	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
4	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
3	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
2	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
1	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.2.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 6NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
6	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
5	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
4	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
1	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.3.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 6NR - Pórtico Central.

Modelo 12NR	
Columnas entre niveles	Area de acero (cm ²)
11-12	40.85
10-11	40.85
9-10	44.97
8-9	44.97
7-8	49.72
6-7	49.72
5-6	55.10
4-5	55.10
3-4	51.94
2-3	51.94
1-2	57.00
PB-1	57.00

Tabla 3.4.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 12NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
12	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
11	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
10	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
9	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
8	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
7	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
6	21.06 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
5	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
4	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
1	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.5.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 12NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
12	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
11	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
10	21.06 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
9	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
8	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
7	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
6	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
5	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
4	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
1	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.6.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 12NR - Pórtico Central.

Modelo 18NR	
Columnas entre niveles	Área de acero (cm ²)
17-18	40.22
16-17	40.22
15-16	48.77
14-15	44.02
13-14	45.6
12-13	37.37
11-12	49.72
10-11	43.07
9-10	49.72
8-9	67.77
7-8	57.32
6-7	57.32
5-6	66.19
4-5	66.19
3-4	72.52
2-3	72.52
1-2	82.34
PB-1	82.34

Tabla 3.7.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 18NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
18	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
17	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
16	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
15	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
14	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	11.40 cm ²
13	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
12	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
11	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
10	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
9	23.91 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	17.10 cm ²
8	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
7	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
6	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
5	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²
	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²
4	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	17.10 cm ²
3	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
2	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
1	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.8.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 18NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
18	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
17	19.08 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
16	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
15	23.04 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
14	25.02 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
13	25.02 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
12	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
11	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
10	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
9	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
8	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
7	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
6	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
5	29.85 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	29.85 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
4	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
3	29.85 cm ²	29.85 cm ²	29.85 cm ²	29.85 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
2	27.87 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
1	21.93 cm ²	21.93 cm ²	21.93 cm ²	21.93 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.9.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 18NR - Pórtico Central.

3.5.- Construcción de las curvas Push-Over.

Existe una tendencia creciente hacia el uso del análisis push-over (Curva de Capacidad) como una herramienta para evaluar la resistencia sísmica y la seguridad estructural. Se considera que este procedimiento es realista, y que calibra la vulnerabilidad de edificios regulares durante los sismos, mejor que los procedimientos convencionales contenidos en los códigos de diseño (Kim y D'Amore 1999). Sin embargo, existe una deficiencia de este método, ya que implica una relación estática entre la capacidad estructural y la demanda sísmica (Bertero et al., 1991). El comportamiento no lineal de la estructura depende de la forma de las cargas y el análisis push-over asume que el daño es solo consecuencia de la deformación lateral de la estructura, despreciando la energía disipada. En general, se ha establecido que el daño es función de la deformación lateral y de la energía disipada (Park et al., 1984). El procedimiento permite conocer una forma de comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo y el agotamiento estructural por empuje lateral es análogo al primer modo de vibración. Las conclusiones que se obtienen en este Trabajo, referidas a la curva de capacidad, llevan implícitas las deficiencias de este método.

El método push-over consiste en la aplicación de una carga lateral monotónica a la estructura, partiendo de pequeños incrementos hasta obtener el colapso estructural. En este trabajo el análisis push-over se lleva a cabo con el programa Canny-W (Li, 1998), diseñado también para efectuar AENL-3D. El análisis push-over incrementa la carga monotónicamente, con incrementos automáticos en función de la deformación de la estructura, lo que se conoce como push-over controlado. La ecuación que rige el incremento es la siguiente:

$$\Delta D_i = 2^\sigma \frac{K_0}{K_i} \frac{D_m}{100000} \leq \frac{D_m}{100} \quad (3.2)$$

donde K_0 = rigidez inicial.

K_i = rigidez instantánea.

D_m = mayor dimensión de la estructura en las tres direcciones.

σ = factor de ajuste del incremento de carga.

La ecuación arroja un incremento inicial de carga igual a $D_m/100000$, suponiendo un $\sigma = 0$, el paso de carga también se incrementa por la degradación de rigidez de la estructura. El valor límite del paso de carga se fija como $D_m/100$ para evitar un incremento de carga demasiado grande que sobrepase el punto de cedencia de la estructura. Para el factor de ajuste 2^σ el parámetro σ puede tomar valores como 0, ± 1 , ± 2 , ± 3 ,... . El valor $\sigma = 0$ ha resultado ser el más apropiado para la mayoría de los edificios.

La curva de capacidad (Fig. 3.7) relaciona el Cortante Basal V_o , con el desplazamiento máximo de la estructura Δ (en el tope). Para su determinación se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, conocer la calidad de los materiales y en el caso de estudio, de estructuras de concreto armado, conocer las curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero. En la Fig. 3.7 se presenta un modelo de curva de capacidad que muestra el orden en que se van generando las rótulas en la estructura.

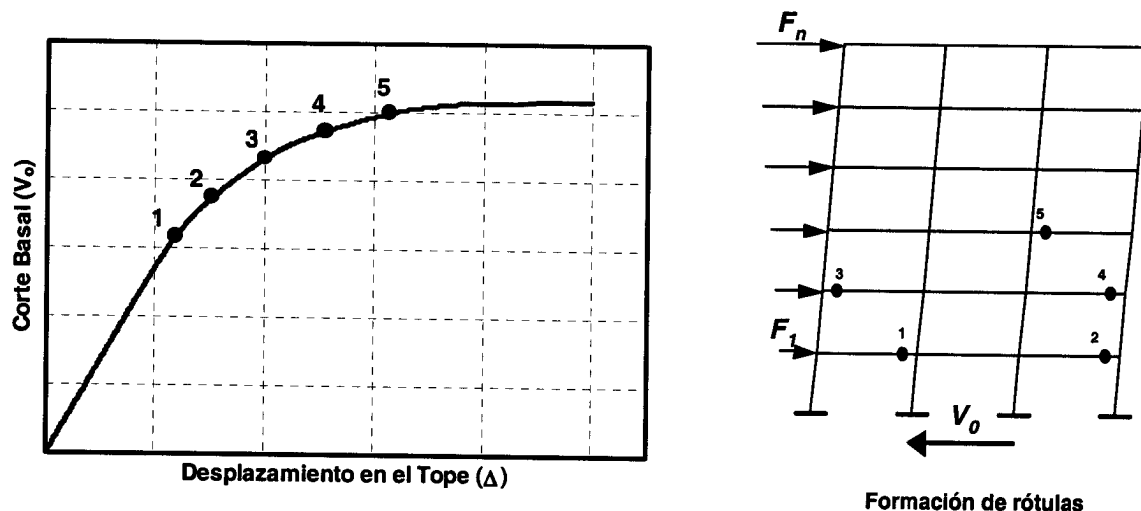


Fig. 3.7.- Curva de Capacidad Típica

3.5.1.- Modelo de comportamiento para el acero.

La curva esfuerzo-deformación considerada por el programa Canny-W para el acero es la Curva Completa, mostrada en la Fig. 3.8.

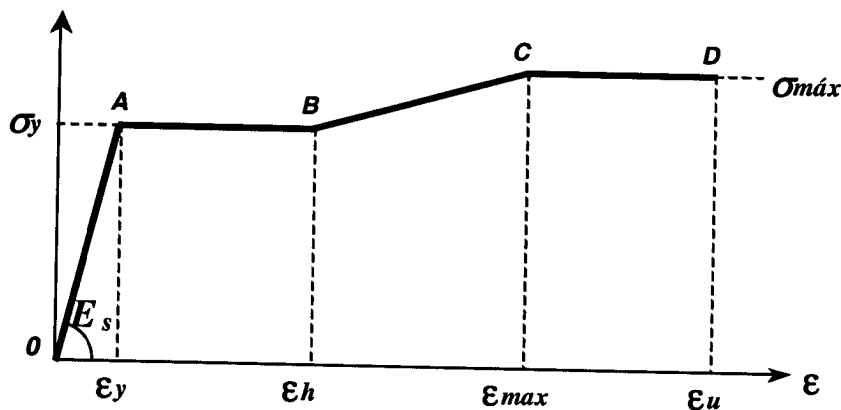


Fig. 3.8.- Curva esfuerzo-deformación del acero

El modelo corresponde a la curva esfuerzo-deformación elastoplástica con endurecimiento por deformación. El segmento OA corresponde al comportamiento elástico, el esfuerzo aumenta hasta el valor de cedencia, el segmento AB representa el incremento de deformación sin aumento del esfuerzo hasta el punto de inicio del endurecimiento por deformación B , este efecto se traduce en un aumento del esfuerzo BC , hasta llegar al esfuerzo máximo en el punto D . Esta curva es la más precisa, pues considera el endurecimiento por deformación. Los parámetros seleccionados que definen la curva son:

E_s = Modulo de Elasticidad = $2.060.000 \text{ kg/cm}^2$.

σ_y = Esfuerzo cedente = 4.200 kg/cm^2 .

ϵ_y = Deformación cedente = 0.002 .

ϵ_h = Deformación al inicio del endurecimiento = 0.006 .

σ_{max} = Esfuerzo máximo = 6.300 kg/cm^2 .

ϵ_{max} = Deformación en el esfuerzo máximo = 0.1 .

ϵ_u = Deformación última = 0.1 .

Con los parámetros considerados la curva se transforma en el modelo trilineal.

3.5.2.- Modelo de comportamiento para el concreto.

Para el análisis, el programa utiliza el modelo de comportamiento para el concreto que se muestra en la Fig. 3.9. Este modelo considera el confinamiento del concreto proporcionado por el refuerzo transversal. La parte ascendente de la curva (AB) está representada por una parábola y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil de este segmento de la curva o la deformación al esfuerzo máximo y que el esfuerzo máximo que alcanza el concreto es la resistencia f'_c del cilindro. La ecuación de esta parábola es la siguiente:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

La región BC está definida por la ecuación:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (3.4)$$

donde $Z = \frac{\tan \theta}{f'_c}$ representa la pendiente de la recta descendente (3.5)

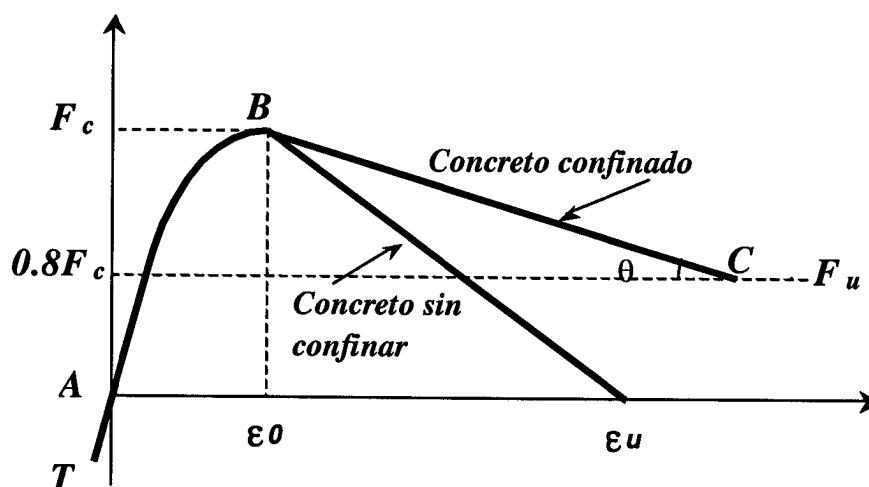


Fig. 3.9.- Curva esfuerzo-deformación del concreto.

Los parámetros que definen la curva son:

F_t = Esfuerzo de tracción = 35 kg/cm².

F_c = Esfuerzo de compresión = f'_c = 250 kg/cm².

ε_0 = Deformación en F_c = 0.002.

F_u = Esfuerzo último = 0.8 f'_c = 200 kg/cm².

ε_u = Deformación última = 0.005.

3.5.3.- Relación Momento-Curvatura.

La relación Momento-Curvatura al igual que la relación Corte-Deformación, es la base para el análisis no lineal, toda vez que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes. En la Fig. 3.10 se muestra el modelo numérico adoptado para representar la curva momento-curvatura.

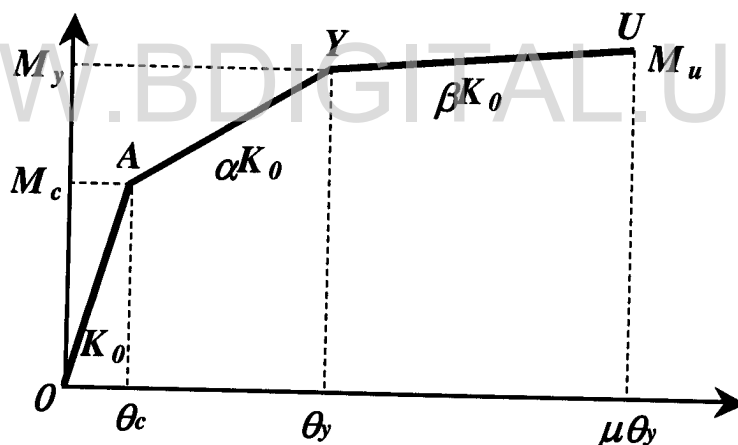


Fig. 3.10.- Diagrama Momento - Curvatura

El diagrama está formado por tres zonas: la primera antes que se presente el agrietamiento del concreto por tracción $M_c(O-A)$, la segunda antes del punto de cedencia del acero de refuerzo $M_y(A-Y)$, y la tercera zona en la que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación del concreto $M_u (Y-U)$. Los valores α y β son los factores de reducción de rigidez después de la primera grieta y del punto cedente respectivamente; K_0 es el valor de la rigidez inicial de la sección.

3.5.4.- Información que se obtiene de las curvas de capacidad.

Las curvas de capacidad permiten obtener algunos parámetros importantes para evaluar el comportamiento de una estructura, uno de éstos es el punto de cedencia de la estructura. Existen varios métodos para su determinación y en el presente trabajo se utiliza el Criterio de las Energías Iguales (Aguiar, 2001). Este consiste en igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad tal como se muestra en la Fig. 3.11.

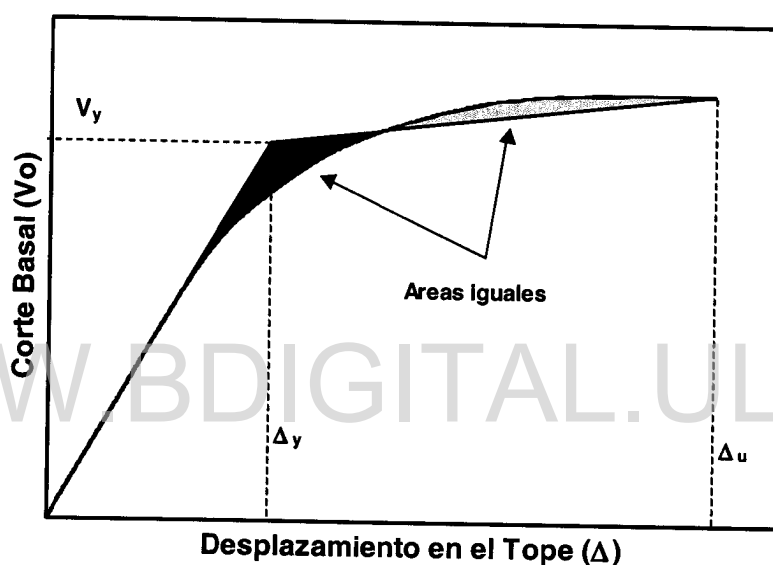
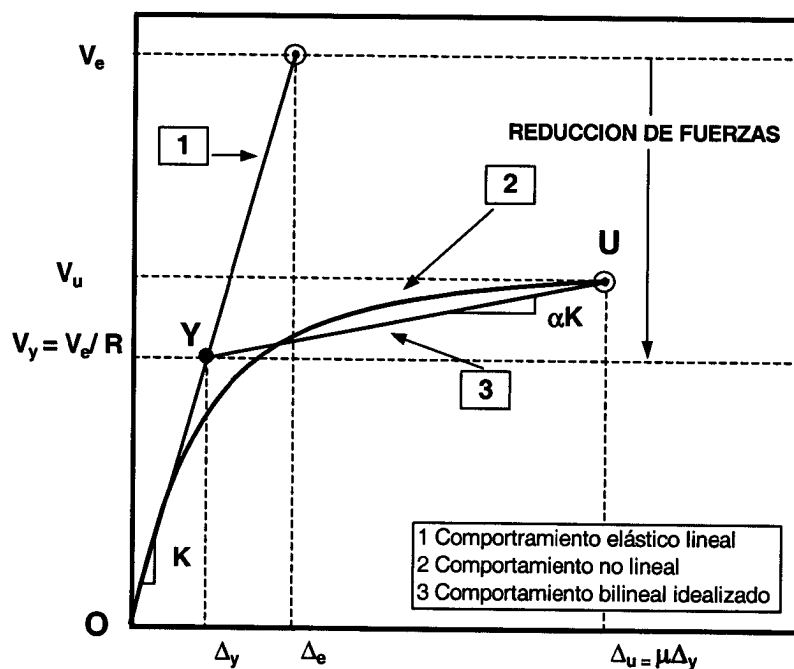


Fig. 3.11.- Determinación del punto de cedencia.

Conocido el punto cedente, es posible determinar el desplazamiento elástico prolongando la línea O-Y hasta intersectarla con el valor del máximo cortante elástico tal como puede verse en la Fig. 3.12. La curva push-over [2] se transforma en una relación bilineal [3] que es suficiente para un diseño fundamentado en el primer modo de vibración. Finalmente, se obtiene el factor **R** y la ductilidad μ de la estructura. El factor **R** resulta de dividir el cortante elástico por el cortante del punto de cedencia (V_e/V_y) y la ductilidad se obtiene dividiendo el desplazamiento máximo Δ_u entre el desplazamiento cedente (Δ_u/Δ_y). De la curva bilineal se obtiene el factor (α) que corresponde al porcentaje de la rigidez inicial.



3.6.- Modelado de los elementos.

Para modelar los miembros estructurales, el programa Canny-W utiliza elementos lineales clasificados de acuerdo a sus características mecánicas, como por ejemplo elementos resistentes a momento, corte y axial (vigas y columnas). Las vigas son elementos bidimensionales resistentes a momento y corte en su plano y las columnas son elementos tridimensionales resistentes a efecto axial y momento en dos direcciones. Ambos elementos tienen resistencia axial, compresión y tensión así como también torsión axial. Las juntas entre elementos se consideran rígidas, representando esta condición con rigidez infinita en los extremos de los elementos tal como se muestra en la Fig. 3.14.

Para el análisis no lineal, las vigas y columnas se idealizan con el modelo de resorte uniaxial elastoplástico, llamado también modelo de una componente, por cuanto no considera la interacción entre dos componentes de desplazamientos (Fig. 3.13); dos resortes rotacionales elastoplásticos colocados en los extremos de

los miembros y resortes axiales y de cortante colocados en la mitad de la longitud (Fig. 3.14). Las propiedades de los resortes rotacionales están dadas por las relaciones momento-rotación, mientras que las de corte y axial están dadas por la relación fuerza-desplazamiento. Estas relaciones quedan establecidas en el modelo histerético.

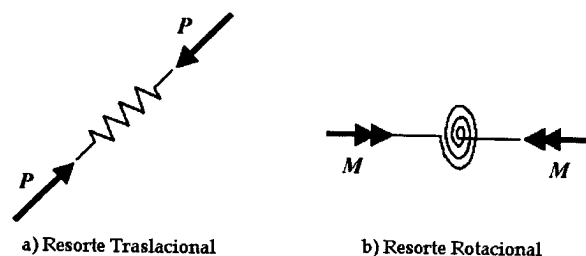


Fig. 3.13.- Modelo de Resorte Uniaxial

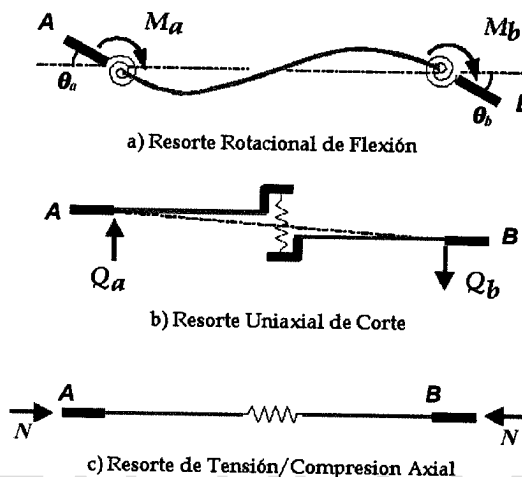


Fig. 3.14.- Modelo Elementos Lineales

3.7.- El Modelo de Takeda.

Para realizar el análisis dinámico es importante la selección de un modelo de comportamiento histerético que pueda caracterizar, con la mayor fiabilidad, el comportamiento dinámico de los edificios. Uno de los modelos que da muy buenos resultados en estructuras de concreto armado es el Modelo Bilineal de Takeda, el cual considera la degradación de rigidez del elemento.

El modelo presenta una forma bilineal con descarga reversible hasta llegar a cero resistencia como se muestra en la Fig. 3.15. En la recarga, la curva se dirige hacia el pico de carga interno del ciclo anterior, y luego por ser un método con memoria, de manera secuencial atraviesa todos los picos exteriores, respetando la curva monotónica y estableciendo un nuevo punto de cedencia después que la recarga atraviesa el pico mas alejado (punto M). El modelo esta definido por las

siguientes expresiones:

- Regla 1. Rigidez inicial K_0 . (obtenido de la relación $M-\phi$).
- Regla 2,3. Primera curva de cedencia con rigidez $K_2 = \beta' K_0$, $K_3 = \beta K_0$.

El valor de los factores de rigidez β' , β varia en el intervalo $(0 \sim 0.2)$ y depende de las características propias del elemento.

La cedencia se reporta cuando un punto (F-D) se ubica en algún lugar sobre la recta 2 (cedencia negativa) o 3 (cedencia positiva).

- Regla 4,5. Curva de descarga.

$$\text{Descarga del lazo externo: } K_4 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^\gamma; K_5 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^\gamma;$$

$$\text{Descarga del lazo interno: } K_4' = \xi K_4, K_5' = \xi K_5.$$

Los parámetros que controlan el comportamiento histerético $P(p_1, p_2)$ son:

- Primer parámetro p_1 para representar γ ($\gamma = 0 \sim 0.5$), p_1 es el factor de degradación de la rigidez en la descarga.
- Segundo parámetro p_2 para representar ξ ($\xi = 0.5 \sim 1$), p_2 factor de reducción de rigidez en lazo más interno.

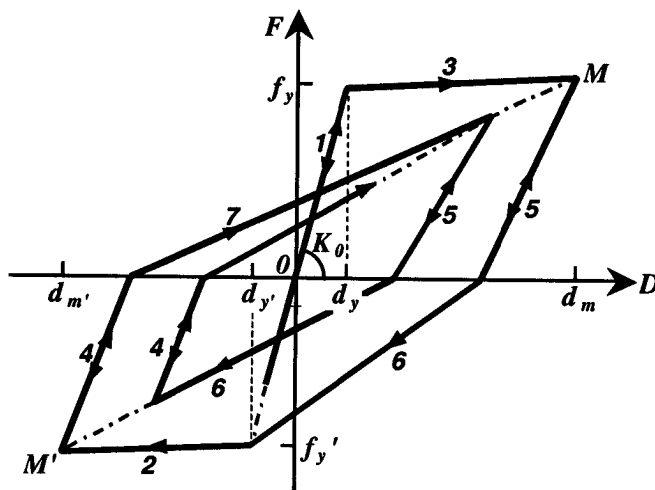


Fig. 3.15.- Modelo Bilineal de Takeda.

3.8.- Análisis Dinámico.

Para la evaluación del problema se efectúa un ADNL-3D con el programa CANNY-W que utiliza el método de análisis paso a paso, con métodos iterativos que permiten resolver el desbalance de fuerzas causado por el cambio de rigidez.

El análisis de la respuesta dinámica no lineal se calcula paso a paso con un intervalo pequeño de tiempo adecuado no mayor que los intervalos de tiempo de los registros sísmicos digitalizados. La integración numérica para resolver la ecuación de movimiento se ejecuta según los siguientes criterios: 1) Las relaciones entre las fuerzas y los desplazamientos resultantes son no lineales. 2) Existe compatibilidad entre los desplazamientos y las juntas. 3) Existe una relación de equilibrio de fuerzas (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas) en cada junta. 4) Existe una relación diferencial entre las funciones dependientes del tiempo (aceleraciones, velocidades y desplazamientos).

3.8.1.- Integración Numérica de la Ecuación del Movimiento.

Se utiliza el método de integración numérica *Beta de Newmark*, para resolver la ecuación del movimiento. Para sistemas de múltiples grados de libertad, la ecuación de movimiento puede expresarse como:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} + \{f\} \quad (3.6)$$

Donde: $[M]$ = matriz de masa, $[C]$ = matriz de amortiguamiento, $[K]$ = matriz de rigidez, $\{\ddot{X}\}$ = vector de aceleración relativa, $\{\dot{X}\}$ = vector de velocidad relativa, $\{X\}$ = vector de desplazamiento relativo, $\{\ddot{X}_g\}$ = aceleración del sismo, $\{f\}$ = alguna fuerza externa que varía con el tiempo. La matriz de masa es tratada como una constante y todos los demás elementos son dependientes del tiempo. Cuando se utiliza amortiguamiento de Rayleigh en combinación con otro tipo de amortiguamiento, se tiene:

$$[C] = a_m[M] + a_0[K_0] + a_k[K] + [C^e] + [C^v] \quad (3.7)$$

a_m = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de masa $[M]$

a_0 = factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial $[K_0]$

a_k = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez variable con el tiempo $[K_t]$

$[C^e]$ = matriz de amortiguamiento proporcional a la rigidez del elemento.

$[C^v]$ = matriz de amortiguamiento dependiente de la velocidad.

Entonces, el tiempo $t+\Delta t$, la ecuación del movimiento puede expresarse por integración como:

$$[M] \int_0^{t+\Delta t} \{dX\} + (a_m[M] + a_0[K_0]) \int_0^{t+\Delta t} \{dX\} + a_k \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} + \int_0^{t+\Delta t} [C^e] \{dX\} + \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} =$$

$$- [M] \int_0^{t+\Delta t} \{da\} + \int_0^{t+\Delta t} \{df\} \quad (3.8)$$

Puesto que en este trabajo se utiliza amortiguamiento de Rayleigh, la matriz $[C]$ se reduce a $[C] = a_m[M] + a_k[K]$, y para generarla es necesario calcular los valores de los factores a_m y a_k . Estos valores dependen de la frecuencia circular de la estructura del primer modo de vibración y un segundo modo que sea diferente al primero, y su cálculo se efectúa con las siguientes expresiones:

$$a_m = 2w_1w_2(h_1w_2 - h_2w_1)/(w_2^2 - w_1^2) \quad (3.9)$$

$$a_k = 2(h_2w_2 - h_1w_1)/(w_2^2 - w_1^2) \quad (3.10)$$

En la Tabla 3.10 se presentan los valores de estos parámetros para cada uno de los modelos, además del periodo fundamental y de las dos primeras frecuencias circulares.

Modelo	Período Fundamental	Frecuencias Circulares		Coeficientes de Rayleigh	
	T	ω_1	ω_2	a_m	a_k
6NR	1.2067	5.207	6.342	0.2859	0.0087
6NPB	1.1572	5.4300	6.6260	0.2984	0.0083
6NPI	1.1199	5.6100	6.9050	0.3095	0.0080
6NPA	1.1933	5.2650	6.4300	0.2895	0.0086
12NR	1.858	3.3820	4.1970	0.1873	0.0132
12NPB	1.8294	3.4350	4.2790	0.1905	0.0130
12NPI	1.7933	3.5040	4.3470	0.1940	0.0127
12NPA	1.8543	3.3880	4.2030	0.1876	0.0132
18NR	2.1756	2.8880	3.7330	0.1628	0.0151
18NPB	2.1533	2.9180	3.7730	0.1645	0.0149
18NPI	2.1233	2.9590	3.8270	0.1669	0.0147
18NPA	2.1724	2.8920	3.7390	0.1631	0.0151

Tabla 3.10.- Coeficientes de la Matriz de amortiguamiento.

3.8.2.- Selección de los sismos.

Este trabajo se realiza utilizando como entrada, tres sismos seleccionados según ciertos criterios. De un conjunto de sismos, se seleccionan aquellos de aceleración pico similar a la aceleración máxima de diseño de la Norma. Para los sismos preseleccionados se construye el espectro de aceleración, con el soporte del programa Gensismo (Febres, 1991), verificando que el espectro del sismo se aproxime en lo posible al espectro de diseño en la banda de períodos de las estructuras analizadas. Sin embargo, es importante señalar que en estudios donde se tienen estructuras con periodos diferentes no es fácil conseguir un sismo que afecte a todas las estructuras, por lo cual los sismos que se seleccionen afectarán mas o menos a cada estructura según sus características propias. Finalmente se seleccionan 2 sismos cuyas características se muestran en la Tabla 3.11. Los acelerogramas se presentan en las Figs. 3.16 y 3.17. y los espectros de aceleración y desplazamiento se presentan en las Figs. 3.19 y 3.20.

El tercer sismo de análisis se idealiza con una forma sinusoidal que se adoptó como un intento inicial de utilizar la recomendación de un pulso severo que pueda contener un sismo de fuente cercana (Sasani y Bertero, 2000). Desde luego, este

externo a ella, generalmente no estructural, las fuerzas cortantes que debe resistir la columna aumentan considerablemente.

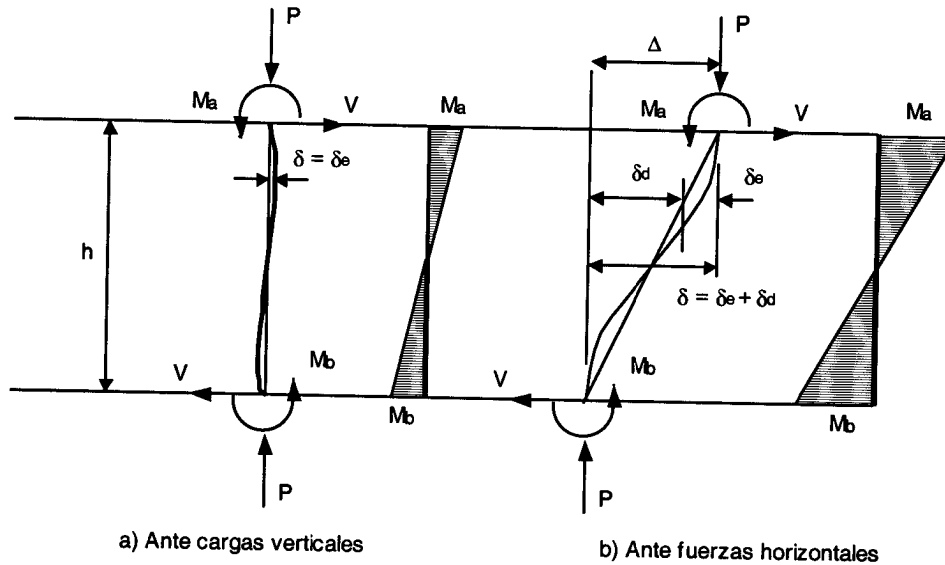
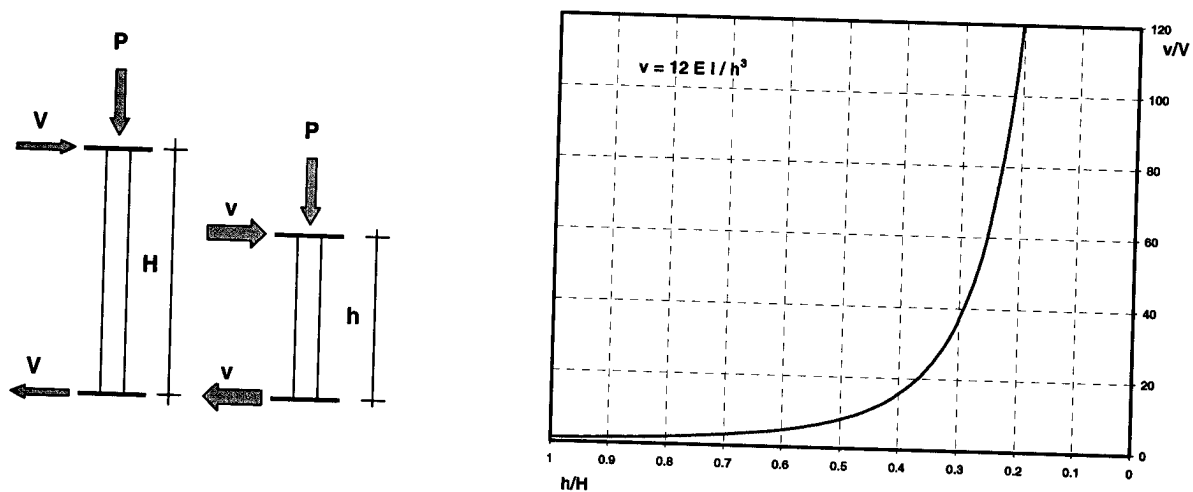


Fig. 2.6.- Deformaciones de la columna de un pórtico y sus diagramas de momentos.

Por lo tanto, el elemento no estructural puede controlar la fuerza cortante de la columna. El gran problema de que existan columnas cortas dentro de la estructura es que el valor de la fuerza cortante de diseño puede ser excedida debido a la reducción de la luz libre que causa el elemento no estructural, provocando un falla frágil en la columna por corte antes de desarrollar la capacidad total de flexión. Para evitar este mecanismo frágil, en el método de diseño por capacidad se toma el corte de diseño sobre la base de la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas cortas (Paulay y Priestley, 1991). Al reducir la altura de la columna aumenta la fuerza cortante, de hecho la rigidez mayor atrae mayor fuerza cortante. Para una columna de altura H y una columna corta de altura h (Fig. 2.7.a), la relación de cortes $v/V = (H/h)^3$ con (H/h) entre 3 y 4, resulta en un valor de v entre 27 y 64 veces el corte de la columna de altura H , tal como se muestra en la gráfica de la Fig. 2.7. (Godoy y Puig, 2002).

Si estos componentes no estructurales muy rígidos no se consideran en el

proyecto original, se puede modificar el comportamiento sismorresistente de las columnas produciendo efectos no esperados e indeseados. El muro puede producir un confinamiento tan efectivo, posibilitando que la falla se produzca primero en la columna que en este elemento no estructural, aparentemente débil.



a) Columnas de iguales propiedades

b) Relación de Altura vs. Relación de Cortante

Fig. 2.7.- Comparación de cortantes entre columnas de iguales propiedades y diferentes alturas. (Godoy y Puig, 2002).

2.4.- Experiencias de falla por efecto de columnas cortas.

Son muchos los casos en que las edificaciones fallan ante un sismo debido a la existencia de columnas cortas. A continuación se hace referencia a algunos de los casos más recientes.

a) Sismo de Bhuj (India), $M=7.5$, fecha: 26-06-2001. Las construcciones típicas en Ahmedabad y Bhuj son estructuras de pórticos de concreto armado resistentes a momento con mampostería de ladrillo o piedra sin reforzar. Se observó falla por efecto de columnas cortas en la planta baja de un edificio de cinco niveles de apartamentos llamado Krishna en Bhuj (Fig. 2.8). Igual daño se observó en el edificio de apartamentos Kripa (Fig. 2.9), donde se determinó que las columnas

cortas estuvieron sujetas a fuerzas altas de corte debido a la gran masa colocada en el tope del edificio (Goyal et al., 2001).

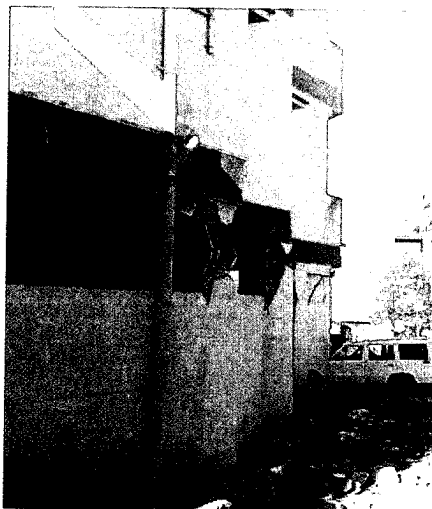


Fig. 2.8.- Falla de columna corta debido al refuerzo transversal insuficiente.



Fig. 2.9.- Falla de columna corta.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

b) Sismo de Kocaeli, $M=7.4$; fecha: 17-08-99. Cerca de Izmit, Provincia de Kocaeli, en Turquía, miles de edificios de cuatro a siete pisos quedaron total o parcialmente colapsados. La mayoría de las fallas estructurales ocurrieron por la falta de refuerzo transversal en columnas y juntas viga-columna, inadecuado anclaje y empalme del acero de refuerzo longitudinal y las irregularidades verticales y en planta. En la Fig. 2.10 se observa un caso de falla por insuficiente refuerzo transversal en una columna corta (Sozen y Elwood, 1999).

c) Sismo de Armenia; $ML=6.2$, fecha: 25-01-99. Se presentó en la zona Centro-Occidental de Colombia, dicho evento causó graves daños en la ciudad de Armenia, capital del Departamento de Quindío; en la ciudad de Pereira, capital del Departamento de Risaralda, y en un amplio número poblados alrededor de estas ciudades. Fueron evidentes los efectos de columna corta, la torsión por la excentricidad de rigidez causada por la disposición asimétrica de muros de tabiquería y el mal comportamiento de edificios de formas irregulares.

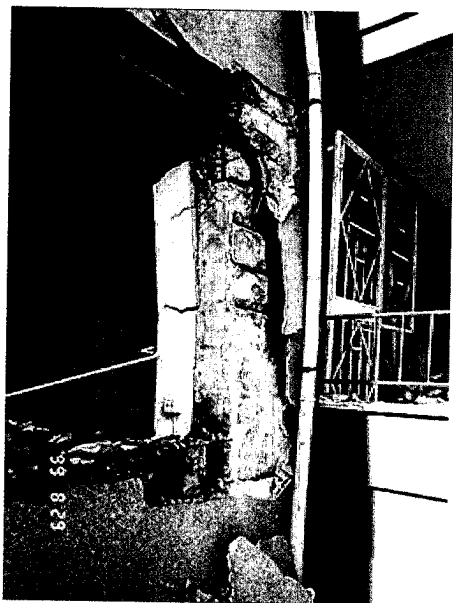


Fig. 2.10.- Sismo de Izmit, Kocaeli. Deficiente acero transversal en columna corta.



Fig. 2.11.- Colapso parcial de edificación del sector educativo por columnas cortas

Las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la falta de confinamiento mediante acero transversal tanto en columnas y vigas facilitó la ocurrencia de fallas por esfuerzo cortante y en algunos casos fue la causa del colapso total o parcial de las edificaciones. Las estructuras de un amplio número de escuelas y colegios fueron fuertemente afectadas. Se estima que cerca del 80% de las edificaciones educativas de la zona sufrieron daños moderados a severos (Fig. 2.11). Como conclusión de la revisión efectuada, se ratificó que la interacción adversa de elementos no estructurales con las estructuras es causa de graves daños que pueden causar el colapso de las edificaciones. En las Figs. 2.12 y 2.13 se muestran otros casos de fallas por efecto de columna corta (Cardona, 1999).

d) Sismo Región Sur de Perú; $M=7.3$; fecha: 12-11-96. La edificación mas común utilizada para escuelas conocida como el tipo "780", es una estructura de dos pisos de concreto armado con paredes de mampostería. En el sentido longitudinal la mampostería tiene una altura parcial, lo que genera el efecto de

columna corta. Esta planta todavía es usada en nuevas construcciones con algunas diferencias, como a) paredes de mampostería en la dirección transversal fueron sustituidas por muros portantes, b) En el sentido longitudinal se han separado las paredes de mediana altura de las columnas con una junta de una pulgada. Desafortunadamente, en la práctica, estas juntas no fueron efectivas, como se muestra en la Fig. 2.14 (Bariola y Kuroiwa 1996).



Fig. 2.12.- Efecto de columna corta por interacción de muros de mampostería

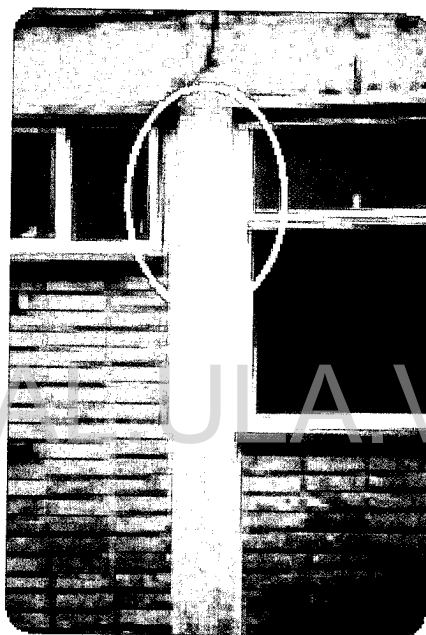


Fig. 2.13.- Columna corta generada por desnivel del terreno.

En algunas de las escuelas mas antiguas, las paredes de mampostería se construyeron completas a ambos lados de las columnas en el sentido longitudinal, eliminando las columnas cortas e incrementando la rigidez longitudinal. Dos estructuras de este tipo no sufrieron daño alguno (Fig. 2.15).

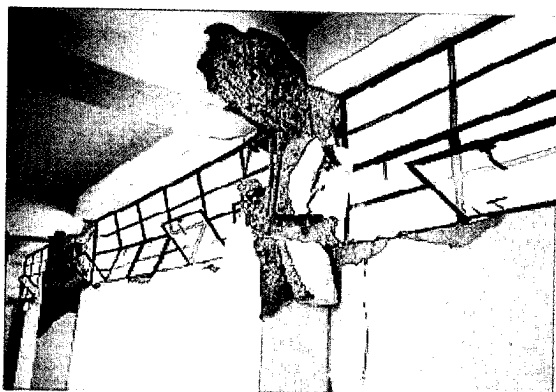


Fig. 2.14.- Falla de columna corta en escuela tipo "780".

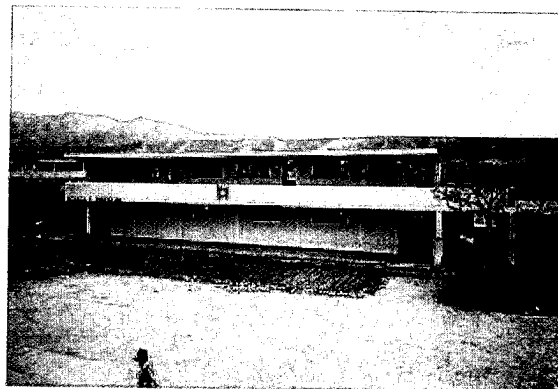


Fig. 2.15.- Escuela tipo "780" con paredes en ambos lados, no sufrió daño.

e) Cariaco, Venezuela; $M=6.9$; fecha: 09-07-97. En Cariaco, a menos de 10 km del epicentro, dos escuelas se derrumbaron, muriendo aproximadamente 30 estudiantes. La Escuela Valentín Valiente era una estructura de dos pisos de concreto armado construida en 1955. Tenía una planta rectangular simétrica. Pórticos con vigas profundas (secciones más grandes que las columnas) sólo existían en la dirección transversal. No había ningún pórtico en la dirección longitudinal donde las columnas sólo se conectaban con la losa. Las paredes eran de bloques de concreto construidas hasta dos tercios de la altura del piso, generando muchas columnas cortas (Reporte EERI, FUNVISIS et al., 1997).

No se observó ningún refuerzo transversal en las juntas viga-columna. Quedó evidenciado que el edificio se movió en la dirección longitudinal flexible antes de derrumbarse. Algunas vigas se observaron completamente separadas de las columnas. Las columnas cortas fallaron en el tope de la mampostería (Fig. 2.16). Se observaron rótulas plásticas en el tope y base de la mayoría de las columnas, así como también muchos agrietamientos en la juntas.

La otra estructura educativa que colapsó en Cariaco fue el Liceo Raimundo Martínez, una estructura de concreto armado de 4 pisos, construida en 1989. Aparentemente el Liceo estaba compuesto por dos estructuras con planta en

forma de “C”, separadas unos centímetros. Las dos estructuras juntas formaban una planta cuadrada con un vacío rectangular en el centro. La estructura estaba compuesta por pórticos con numerosas paredes a media altura, llevando esto a la formación de muchas columnas cortas. El primer piso colapsó en ambos edificios; las columnas cortas y la falta de refuerzo transversal pueden haber sido la causa del colapso de vigas y nodos (Fig. 2.17).

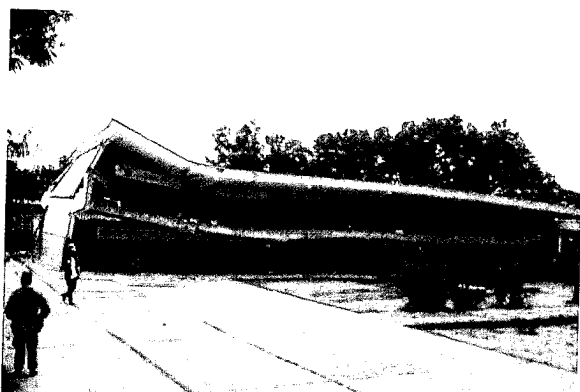


Fig. 2.16.- Escuela Valentín en Cariaco, colapsada.



Fig. 2.17.- Liceo Raimundo Martínez en Cariaco, colapsado completamente.

2.5.- Situación actual.

Hasta la fecha, se han desarrollado muchos trabajos en torno a este tema para tratar de proponer un método que permita entender el comportamiento de las columnas cortas como elementos de concreto armado. Entre ellos se pueden nombrar: Influencia del acero de refuerzo en la resistencia lateral de columnas cortas de concreto armado (Woodward y Jirsa, 1984); Clasificación del comportamiento de columnas cortas de concreto armado sujetas a deformaciones cíclicas (Woodwad y Jirsa, 1980); Comportamiento sísmico de columnas cortas de concreto armado (Moretti y Tassios, 1998); Capacidad de deformación de columnas cortas de concreto reforzadas diagonalmente sujetas a grandes esfuerzos de compresión axial (Kuarmoto et al, 1988); Propuesta de un método de reforzamiento a cortante sísmico de columnas cortas de concreto armado en

edificaciones existentes (Yoshimura et al, 1988).

Actualmente, para considerar la influencia de la columna corta en el diseño de las estructuras, la Norma venezolana COVENIN 1756:2001 prevé que las solicitaciones obtenidas del análisis sean multiplicadas por 1.3 en todos los elementos del entrepiso donde se localice la irregularidad, y los de los entrepisos inferiores. Estas especificaciones incentivaron la redacción de los Objetivos del presente Trabajo:

1. Evaluar las solicitaciones a que están sometidas las columnas cortas de una serie de edificios, en relación a otros con columnas de altura normal, a fin de calibrar con el coeficiente dado por la norma de 1.3.
2. Determinar la influencia del efecto de las columnas cortas en la ductilidad estructural, en base a su ubicación en diferentes alturas.
3. Determinar la influencia de las columnas cortas en el factor de reducción de respuesta R de las estructuras.
4. Proponer consideraciones normativas para tomar en cuenta el efecto de columnas cortas en el diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL LINEAL ELASTICO Y NO LINEAL

3.1.- Metodología

Para llevar a cabo este estudio, se planteó la siguiente metodología de trabajo:

- Selección de las estructuras a analizar.
- Predimensionado aplicando el MEE y Torsión Estática Equivalente (TEE).
- Diseño de los edificios en estudio, con el Método de ADM-3D, utilizando el Programa SetBuildingVer.8.2 (Fortoul, 2001).
- Construcción de las curvas Push-Over, de los edificios mediante un AENL.
- Análisis del comportamiento dinámico de los edificios mediante un análisis dinámico no lineal tridimensional historia-tiempo (ADNL-3D), basado en el modelo de comportamiento histerético bilineal de TAKEDA (Li, 1998). Para los análisis inelásticos se utiliza el programa Canny-W (Li, 1998).
- Análisis y discusión de los resultados.

3.2.- Selección de las estructuras.

El estudio se limita al análisis de estructuras de concreto armado y está orientado a evaluar la incidencia de la irregularidad vertical por columnas cortas en la respuesta dinámica de las edificaciones. Se seleccionan edificios Tipo I, de pórticos ortogonales, planta regular, simétrica, de 6, 12 y 18 pisos, con tres vanos de 6 m de longitud en cada sentido, y alturas de entrepiso de 3m (Fig. 3.1).

Para contemplar la irregularidad vertical, en el análisis inelástico se introducen columnas cortas en diferentes niveles de cada estructura, como la planta baja, la planta intermedia y la planta alta (Fig. 3.2), para determinar su influencia en el comportamiento global, lo que genera nueve modelos adicionales de análisis.

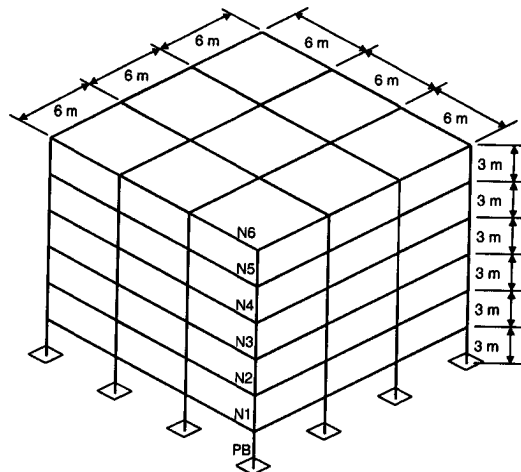


Fig. 3.1.- Estructura modelo regular de 6 pisos

La columna corta se introduce colocando una viga adicional en el nivel de interés, con las mismas características de resistencia que la viga del nivel superior, generando de este modo una columna corta de 1m de altura. De esta manera, la estructura queda con un piso adicional (Fig. 3.2), además se ajusta el diagrama de interacción de las columnas cortas, para incorporar la reducción de capacidad a flexión por efectos de corte. Los resultados que se obtienen están limitados al comportamiento de este modelo.

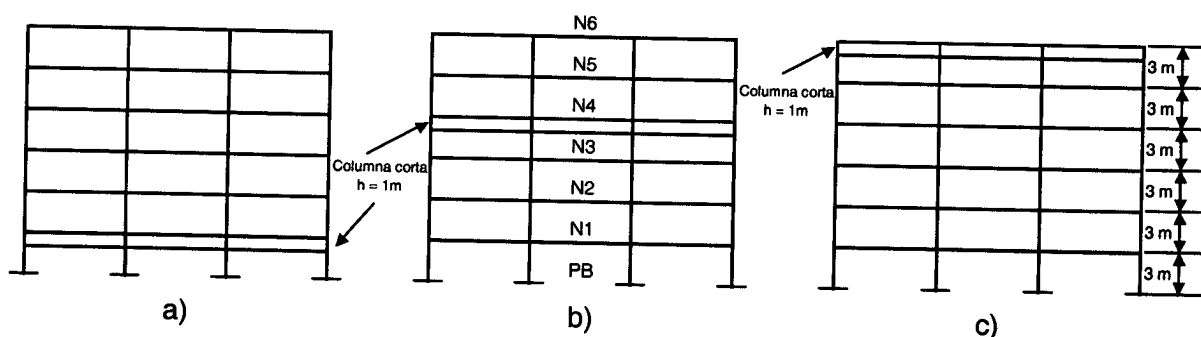


Fig. 3.2.- Modelos de 6 pisos con la generación de columna corta en: a) Planta Baja, b) Planta Intermedia, c) Planta alta.

En total se analizan 3 modelos regulares y 9 modelos con columnas cortas:

Modelo de 6 pisos:

- Edificio completamente regular (6NR).

- Edificio con columna corta en planta baja (6NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 3 y 4 (6NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 5 y 6 (6NPA).

Modelo de 12 pisos:

- Edificio completamente regular (12NR).
- Edificio con columna corta en planta baja (12NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 6 y 7 (12NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 11 y 12 (12NPA).

Modelo de 18 pisos:

- Edificio completamente regular (18NR).
- Edificio con columna corta en planta baja (18NPB).
- Edificio con columna corta entre niveles 9 y 10 (18NPI).
- Edificio con columna corta entre niveles 17 y 18 (18NPA).

Se toma el grupo de edificios regulares (6NR, 12NR Y 18NR) y además los edificios afectados por las columnas cortas y finalmente se comparan los comportamientos obtenidos en la nueva condición.

Los edificios se diseñan sin contemplar el efecto de la columna corta, asumiendo que esta condición no se conoce al momento de diseño, y por la construcción se generan las columnas cortas con la incorporación de la tabiquería, tal como ocurre en la mayoría de los casos.

3.3.- Predimensionado de los Edificios.

Los edificios se diseñan bajo las prescripciones de las Normas venezolanas COVENIN 1756:2001 y COVENIN 1753:1987. Previamente al diseño se ejecuta la etapa de predimensionado, a fin de determinar las dimensiones preliminares de los elementos estructurales, haciendo que la estructura esté en el límite de la desplazabilidad del 18%.

El diseño de los edificios se realiza asumiendo su ubicación en la zona Este de Barquisimeto, donde el perfil geotécnico del terreno de fundación caracteriza una forma espectral S1. Los aspectos fundamentales del proceso de predimensionado son:

Datos para el diseño, según COVENIN 1756:2001:

- | | |
|--|---|
| ➤ Zona sísmica: 5 | ➤ Número de pisos: 6, 12, 18 |
| ➤ Uso de la estructura: Oficinas | ➤ Forma espectral: S1 |
| ○ Grupo: B2 | ➤ Altura de entrepiso: 3 m |
| ○ Coeficiente de uso α : 1 | ➤ Longitud del tramo: 6 m |
| ➤ Tipo de estructura: Pórticos | ➤ Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ |
| ➤ Losa de entrepiso: Armada en dos direcciones | ➤ Acero $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ |

Las losas de entrepiso se consideran armadas en dos direcciones y se obtiene simetría total en planta. En la Fig. 3.3 se muestra la configuración en planta donde se indican las áreas tributarias para vigas y columnas.

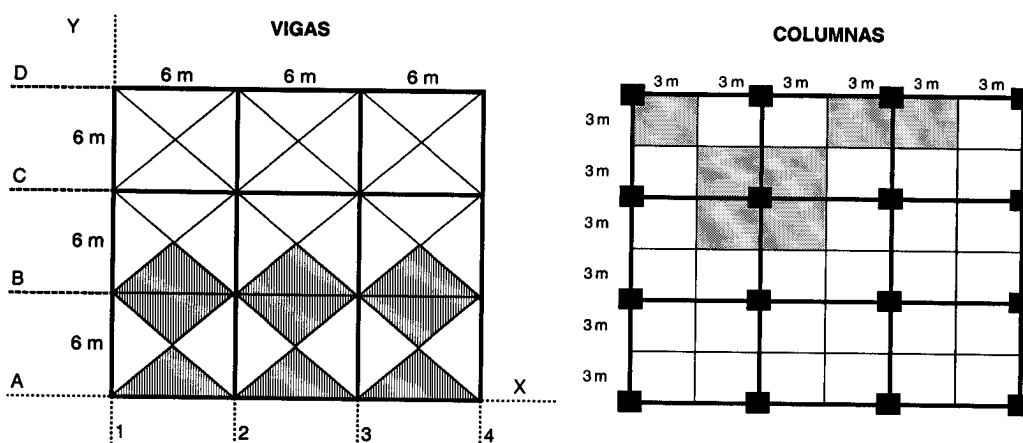


Fig. 3.3.- Áreas tributarias en vigas y columnas.

El predimensionado de los edificios modelo de 6,12 y 18 pisos se realiza tomando en cuenta la máxima desplazabilidad permitida de 0.018. Las dimensiones sufren modificaciones en el diseño final, ya que todo proceso de diseño es iterativo.

3.4.- Diseño de los edificios.

El diseño de los edificios se efectúa cumpliendo las premisas contempladas en la Norma Venezolana COVENIN 1753:1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones”, para el Nivel de Diseño 3 (ND3).

A fin de obtener una estructura dúctil con buen comportamiento sísmico, se toman en cuenta las siguientes consideraciones.

- El edificio se encuentra en zona sísmica 5, ND3 con un factor de reducción de respuesta $R = 6$.
- Se utiliza el Método de ADM-3D con tres grados de libertad por nivel.
- Las dimensiones de los elementos estructurales, vigas y columnas, se modifican hasta llevar la desplazabilidad cercana al límite permisible $\delta=0.018$.
- Las losas de entrepiso se consideran como diafragmas rígidos.
- El diseño de las áreas de acero y dimensiones finales de los elementos se optimizan para tener la menor sobrerresistencia posible.
- Una buena respuesta del sistema estructural, requiere el criterio de viga débil – columna fuerte.

Los diseños se realizan con la asistencia del programa SetBuildingVer8.2. (Fortoul, 2001). El programa efectúa el cálculo de los modos de vibración de la estructura a través del Método de Stodola, incluye los efectos $P-\Delta$, determina los casos de cargas establecidos por la norma y diseña los aceros de los elementos

estructurales atendiendo las indicaciones de la Normas COVENIN 1753:1987.

3.4.1.- Diseño de acero en vigas y columnas.

El diseño de acero de refuerzo en vigas se efectúa tomando como porcentaje de acero valores entre 0,5 y 0,75 ρ_b , para evitar que las dimensiones de las vigas se hagan muy grandes y afecte el valor de la desplazabilidad. En el caso de las columnas, la norma fija como límites para el porcentaje de acero valores de 1 y 6%, y el diseño se efectúa con valores máximos del 2%.

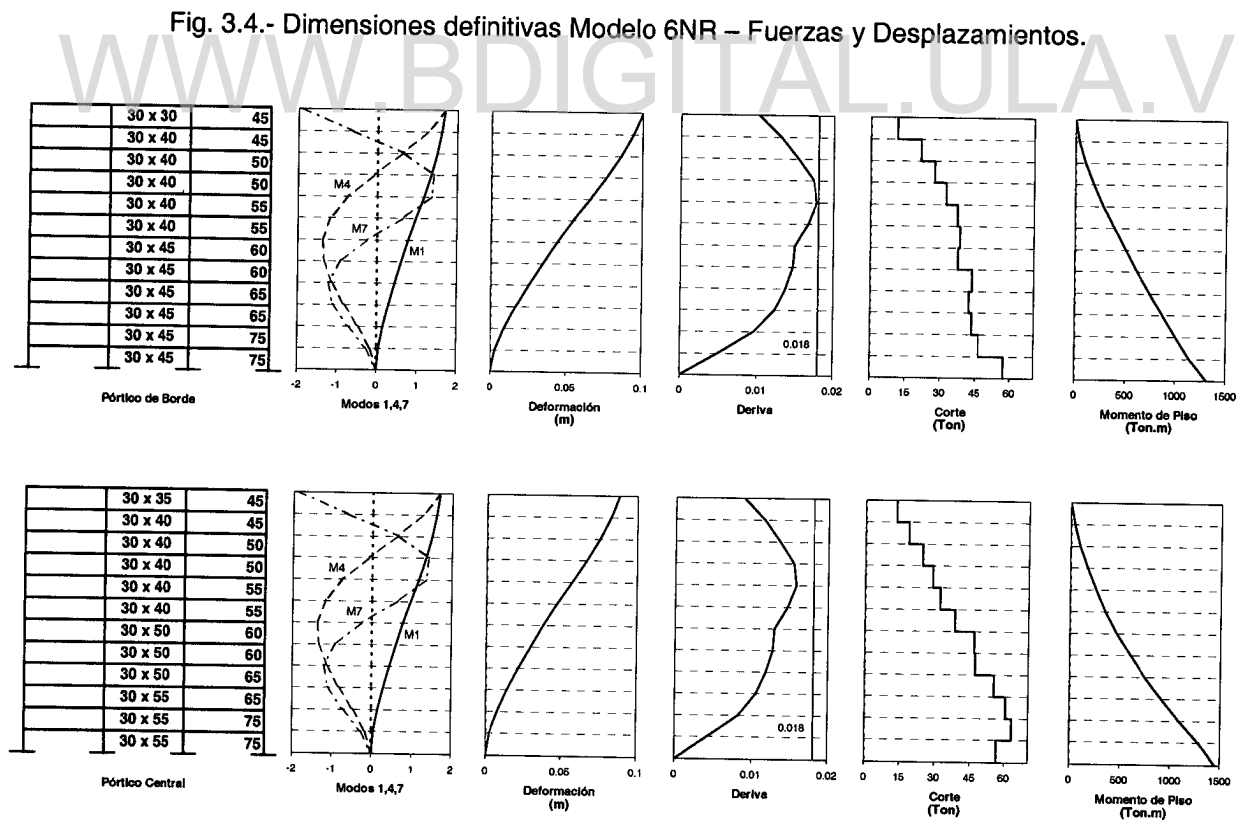
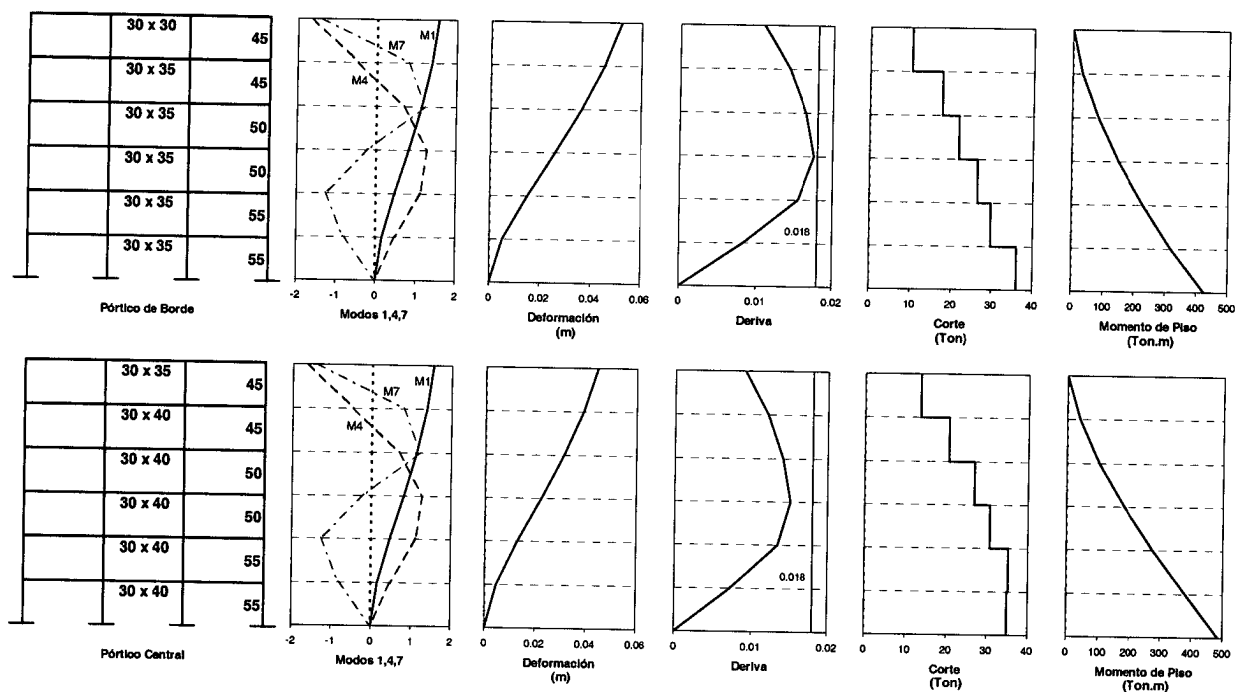
El Capítulo 18 de la Norma 1753:1987 establece el requisito de resistencia a flexión del nodo o junta viga–columna. En cualquier nodo o junta viga-columna en el plano, se debe cumplir que la suma de las resistencias a flexión de las columnas sea 1,20 veces mayor que la suma de las resistencias a flexión de las vigas concurrentes, es decir:

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 \Sigma M_{vig} \quad (3.1)$$

Es importante señalar que este criterio se omite para las columnas del último nivel, por tener un comportamiento especial.

3.4.2.- Dimensiones definitivas.

Las dimensiones definitivas para los modelos regulares de 6, 12 y 18 pisos, obtenidas de la ejecución del programa SetBuildingVer8.2 se muestran en las Figs. 3.4, 3.5 y 3.6, junto con las gráficas que muestran su comportamiento. En las Tablas 3.1 a 3.9 se muestran las áreas de aceros requeridas.



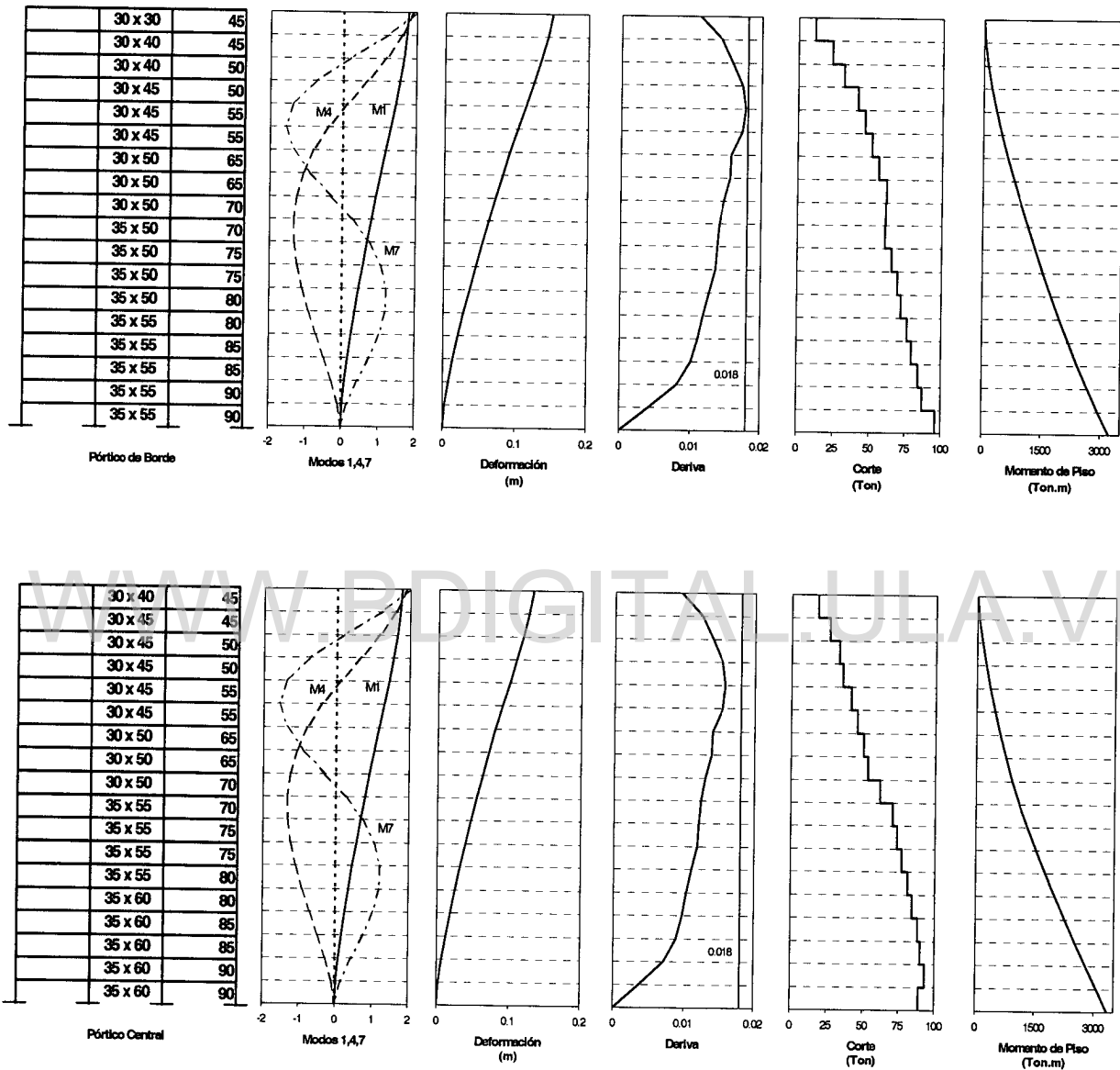


Fig. 3.6.- Dimensiones definitivas Modelo 18NR – Fuerzas y Desplazamientos.

Modelo 6NR	
Columnas entre niveles	Área de acero (cm ²)
5-6	45.92
4-5	45.92
3-4	47.82
2-3	47.82
1-2	43.39
PB-1	43.39

Tabla 3.1.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 6NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
6	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
5	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
4	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
3	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
2	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
1	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.2.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 6NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
6	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
5	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
4	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
1	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.3.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 6NR - Pórtico Central.

Modelo 12NR	
Columnas entre niveles	Área de acero (cm ²)
11-12	40.85
10-11	40.85
9-10	44.97
8-9	44.97
7-8	49.72
6-7	49.72
5-6	55.10
4-5	55.10
3-4	51.94
2-3	51.94
1-2	57.00
PB-1	57.00

Tabla 3.4.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 12NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
12	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
11	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
10	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
9	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
8	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
7	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
6	21.06 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
5	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
4	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
1	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.5.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 12NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
12	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
11	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	11.40 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	11.40 cm ²
10	21.06 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
9	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
8	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
7	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
6	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
5	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
4	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
3	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
2	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
1	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²

Tabla 3.6.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 12NR - Pórtico Central.

Modelo 18NR	
Columnas entre niveles	Área de acero (cm ²)
17-18	40.22
16-17	40.22
15-16	48.77
14-15	44.02
13-14	45.6
12-13	37.37
11-12	49.72
10-11	43.07
9-10	49.72
8-9	67.77
7-8	57.32
6-7	57.32
5-6	66.19
4-5	66.19
3-4	72.52
2-3	72.52
1-2	82.34
PB-1	82.34

Tabla 3.7.- Acero de refuerzo en columnas Modelo 18NR.

Pórtico de Borde				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
18	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²	5.70 cm ²
17	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
16	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
15	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
14	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	11.40 cm ²
13	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
12	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
11	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
10	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
9	23.91 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	17.10 cm ²
8	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
7	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
6	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
5	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²
	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²
4	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	17.10 cm ²
3	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
2	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²	23.91 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
1	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²	19.95 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.8.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 18NR - Pórtico de Borde.

Pórtico Central				
Nivel	Ejes			
	1	2	3	4
18	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²	8.55 cm ²
17	19.08 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	19.08 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
16	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
15	23.04 cm ²	21.06 cm ²	21.06 cm ²	23.04 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²
14	25.02 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	14.25 cm ²
13	25.02 cm ²	23.04 cm ²	23.04 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
12	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
11	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
10	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²	25.02 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
9	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
8	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
7	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
6	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	14.25 cm ²
5	29.85 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	29.85 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
4	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²	27.87 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
3	29.85 cm ²	29.85 cm ²	29.85 cm ²	29.85 cm ²
	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²	17.10 cm ²
2	27.87 cm ²	25.89 cm ²	25.89 cm ²	27.87 cm ²
	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²	14.25 cm ²
1	21.93 cm ²	21.93 cm ²	21.93 cm ²	21.93 cm ²
	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²	11.40 cm ²

Tabla 3.9.- Acero de refuerzo en vigas Modelo 18NR - Pórtico Central.

3.5.- Construcción de las curvas Push-Over.

Existe una tendencia creciente hacia el uso del análisis push-over (Curva de Capacidad) como una herramienta para evaluar la resistencia sísmica y la seguridad estructural. Se considera que este procedimiento es realista, y que calibra la vulnerabilidad de edificios regulares durante los sismos, mejor que los procedimientos convencionales contenidos en los códigos de diseño (Kim y D'Amore 1999). Sin embargo, existe una deficiencia de este método, ya que implica una relación estática entre la capacidad estructural y la demanda sísmica (Bertero et al., 1991). El comportamiento no lineal de la estructura depende de la forma de las cargas y el análisis push-over asume que el daño es solo consecuencia de la deformación lateral de la estructura, despreciando la energía disipada. En general, se ha establecido que el daño es función de la deformación lateral y de la energía disipada (Park et al., 1984). El procedimiento permite conocer una forma de comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo y el agotamiento estructural por empuje lateral es análogo al primer modo de vibración. Las conclusiones que se obtienen en este Trabajo, referidas a la curva de capacidad, llevan implícitas las deficiencias de este método.

El método push-over consiste en la aplicación de una carga lateral monotónica a la estructura, partiendo de pequeños incrementos hasta obtener el colapso estructural. En este trabajo el análisis push-over se lleva a cabo con el programa Canny-W (Li, 1998), diseñado también para efectuar AENL-3D. El análisis push-over incrementa la carga monotónicamente, con incrementos automáticos en función de la deformación de la estructura, lo que se conoce como push-over controlado. La ecuación que rige el incremento es la siguiente:

$$\Delta D_i = 2^\sigma \frac{K_0}{K_i} \frac{D_m}{100000} \leq \frac{D_m}{100} \quad (3.2)$$

donde K_0 = rigidez inicial.

K_i = rigidez instantánea.

D_m = mayor dimensión de la estructura en las tres direcciones.

σ = factor de ajuste del incremento de carga.

La ecuación arroja un incremento inicial de carga igual a $D_m/100000$, suponiendo un $\sigma = 0$, el paso de carga también se incrementa por la degradación de rigidez de la estructura. El valor límite del paso de carga se fija como $D_m/100$ para evitar un incremento de carga demasiado grande que sobrepase el punto de cedencia de la estructura. Para el factor de ajuste 2^σ el parámetro σ puede tomar valores como 0, ± 1 , ± 2 , ± 3 ,... . El valor $\sigma = 0$ ha resultado ser el más apropiado para la mayoría de los edificios.

La curva de capacidad (Fig. 3.7) relaciona el Cortante Basal V_o , con el desplazamiento máximo de la estructura Δ (en el tope). Para su determinación se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, conocer la calidad de los materiales y en el caso de estudio, de estructuras de concreto armado, conocer las curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero. En la Fig. 3.7 se presenta un modelo de curva de capacidad que muestra el orden en que se van generando las rótulas en la estructura.

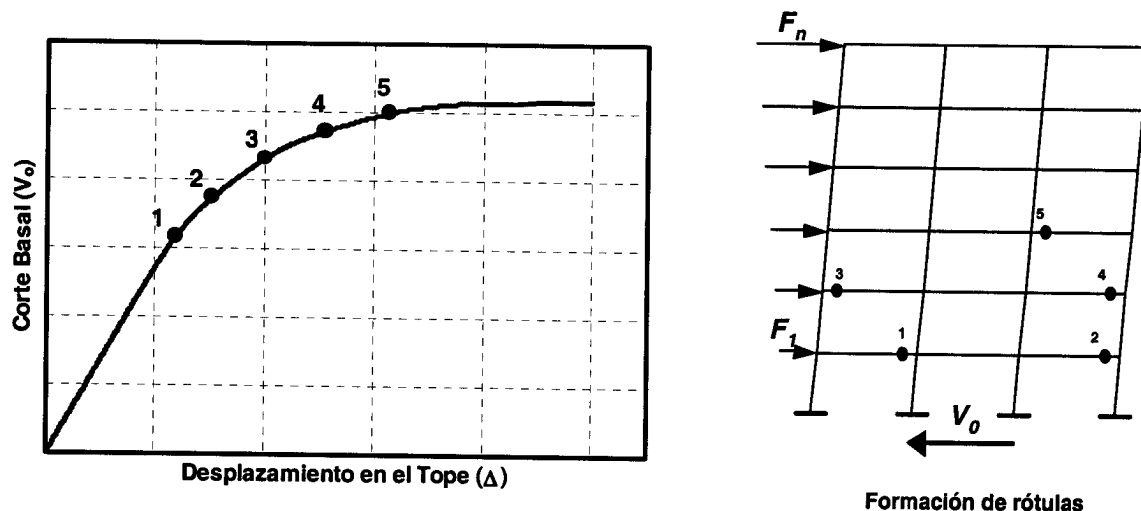


Fig. 3.7.- Curva de Capacidad Típica

3.5.1.- Modelo de comportamiento para el acero.

La curva esfuerzo-deformación considerada por el programa Canny-W para el acero es la Curva Completa, mostrada en la Fig. 3.8.

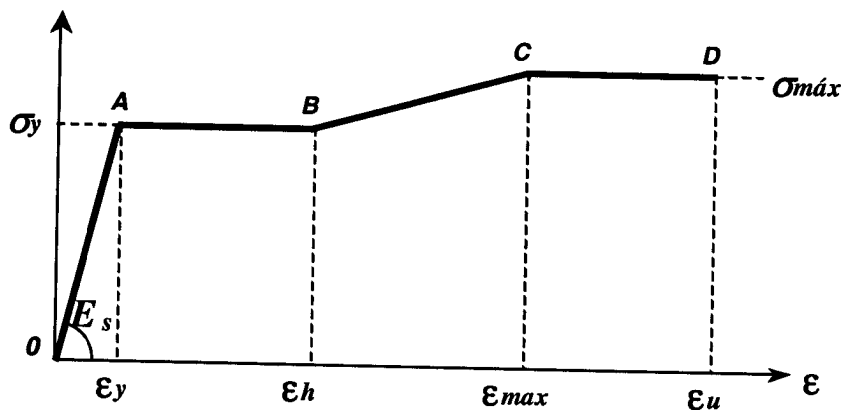


Fig. 3.8.- Curva esfuerzo-deformación del acero

El modelo corresponde a la curva esfuerzo-deformación elastoplástica con endurecimiento por deformación. El segmento OA corresponde al comportamiento elástico, el esfuerzo aumenta hasta el valor de cedencia, el segmento AB representa el incremento de deformación sin aumento del esfuerzo hasta el punto de inicio del endurecimiento por deformación B , este efecto se traduce en un aumento del esfuerzo BC , hasta llegar al esfuerzo máximo en el punto D . Esta curva es la más precisa, pues considera el endurecimiento por deformación. Los parámetros seleccionados que definen la curva son:

E_s = Modulo de Elasticidad = $2.060.000 \text{ kg/cm}^2$.

σ_y = Esfuerzo cedente = 4.200 kg/cm^2 .

ϵ_y = Deformación cedente = 0.002 .

ϵ_h = Deformación al inicio del endurecimiento = 0.006 .

σ_{max} = Esfuerzo máximo = 6.300 kg/cm^2 .

ϵ_{max} = Deformación en el esfuerzo máximo = 0.1 .

ϵ_u = Deformación última = 0.1 .

Con los parámetros considerados la curva se transforma en el modelo trilineal.

3.5.2.- Modelo de comportamiento para el concreto.

Para el análisis, el programa utiliza el modelo de comportamiento para el concreto que se muestra en la Fig. 3.9. Este modelo considera el confinamiento del concreto proporcionado por el refuerzo transversal. La parte ascendente de la curva (AB) está representada por una parábola y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil de este segmento de la curva o la deformación al esfuerzo máximo y que el esfuerzo máximo que alcanza el concreto es la resistencia f'_c del cilindro. La ecuación de esta parábola es la siguiente:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

La región BC está definida por la ecuación:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (3.4)$$

donde $Z = \frac{\tan \theta}{f'_c}$ representa la pendiente de la recta descendente (3.5)

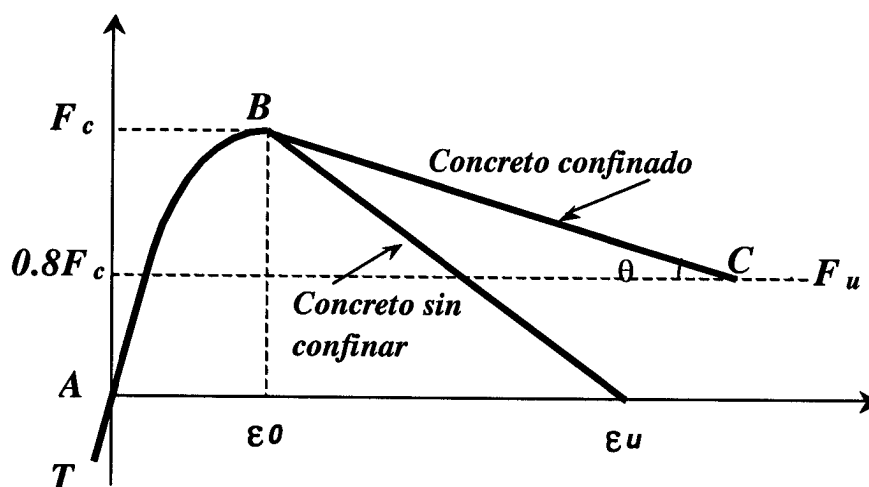


Fig. 3.9.- Curva esfuerzo-deformación del concreto.

Los parámetros que definen la curva son:

F_t = Esfuerzo de tracción = 35 kg/cm².

F_c = Esfuerzo de compresión = f'_c = 250 kg/cm².

ε_0 = Deformación en F_c = 0.002.

F_u = Esfuerzo último = 0.8 f'_c = 200 kg/cm².

ε_u = Deformación última = 0.005.

3.5.3.- Relación Momento-Curvatura.

La relación Momento-Curvatura al igual que la relación Corte-Deformación, es la base para el análisis no lineal, toda vez que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes. En la Fig. 3.10 se muestra el modelo numérico adoptado para representar la curva momento-curvatura.

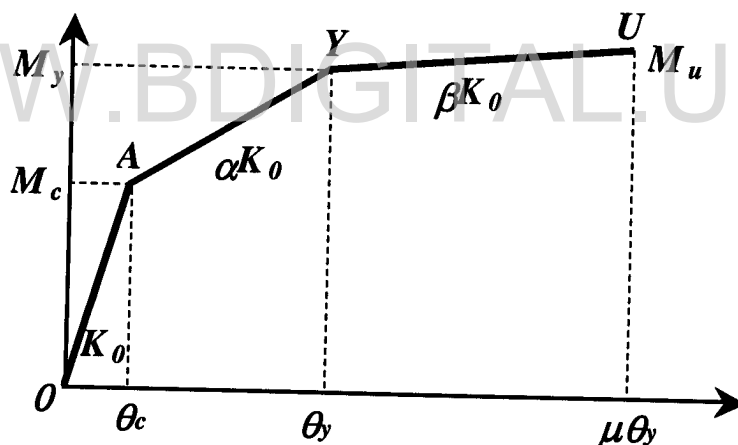


Fig. 3.10.- Diagrama Momento - Curvatura

El diagrama está formado por tres zonas: la primera antes que se presente el agrietamiento del concreto por tracción $M_c(O-A)$, la segunda antes del punto de cedencia del acero de refuerzo $M_y(A-Y)$, y la tercera zona en la que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación del concreto $M_u (Y-U)$. Los valores α y β son los factores de reducción de rigidez después de la primera grieta y del punto cedente respectivamente; K_0 es el valor de la rigidez inicial de la sección.

3.5.4.- Información que se obtiene de las curvas de capacidad.

Las curvas de capacidad permiten obtener algunos parámetros importantes para evaluar el comportamiento de una estructura, uno de éstos es el punto de cedencia de la estructura. Existen varios métodos para su determinación y en el presente trabajo se utiliza el Criterio de las Energías Iguales (Aguiar, 2001). Este consiste en igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad tal como se muestra en la Fig. 3.11.

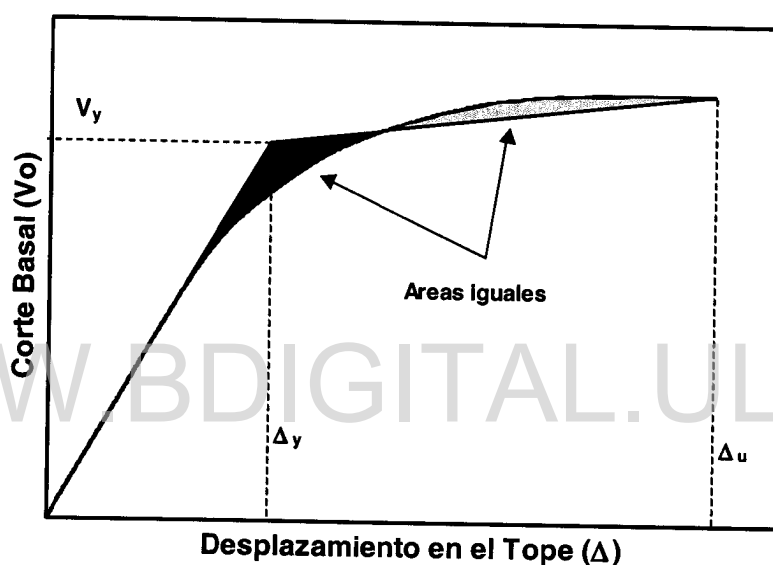


Fig. 3.11.- Determinación del punto de cedencia.

Conocido el punto cedente, es posible determinar el desplazamiento elástico prolongando la línea O-Y hasta intersectarla con el valor del máximo cortante elástico tal como puede verse en la Fig. 3.12. La curva push-over [2] se transforma en una relación bilineal [3] que es suficiente para un diseño fundamentado en el primer modo de vibración. Finalmente, se obtiene el factor **R** y la ductilidad μ de la estructura. El factor **R** resulta de dividir el cortante elástico por el cortante del punto de cedencia (V_e/V_y) y la ductilidad se obtiene dividiendo el desplazamiento máximo Δ_u entre el desplazamiento cedente (Δ_u/Δ_y). De la curva bilineal se obtiene el factor (α) que corresponde al porcentaje de la rigidez inicial.

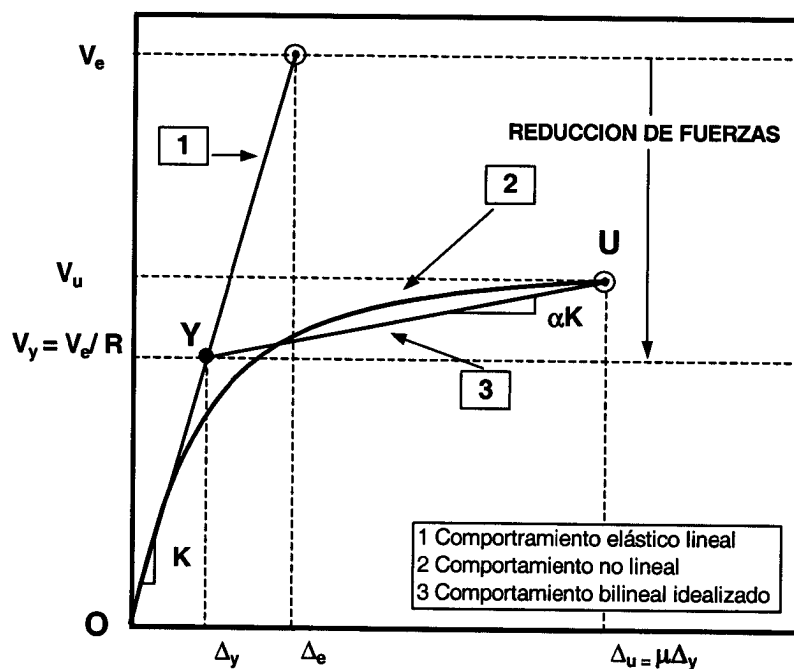


Fig. 3.12.- Determinación del factor R y de la Ductilidad μ .

3.6.- Modelado de los elementos.

Para modelar los miembros estructurales, el programa Canny-W utiliza elementos lineales clasificados de acuerdo a sus características mecánicas, como por ejemplo elementos resistentes a momento, corte y axial (vigas y columnas). Las vigas son elementos bidimensionales resistentes a momento y corte en su plano y las columnas son elementos tridimensionales resistentes a efecto axial y momento en dos direcciones. Ambos elementos tienen resistencia axial, compresión y tensión así como también torsión axial. Las juntas entre elementos se consideran rígidas, representando esta condición con rigidez infinita en los extremos de los elementos tal como se muestra en la Fig. 3.14.

Para el análisis no lineal, las vigas y columnas se idealizan con el modelo de resorte uniaxial elastoplástico, llamado también modelo de una componente, por cuanto no considera la interacción entre dos componentes de desplazamientos (Fig. 3.13); dos resortes rotacionales elastoplásticos colocados en los extremos de

los miembros y resortes axiales y de cortante colocados en la mitad de la longitud (Fig. 3.14). Las propiedades de los resortes rotacionales están dadas por las relaciones momento-rotación, mientras que las de corte y axial están dadas por la relación fuerza-desplazamiento. Estas relaciones quedan establecidas en el modelo histerético.

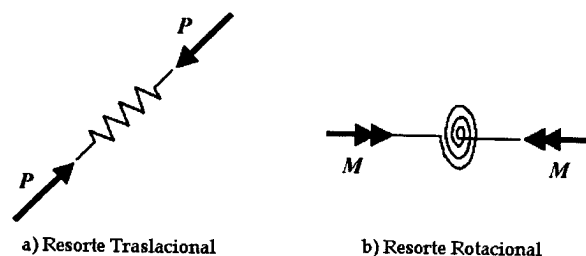


Fig. 3.13.- Modelo de Resorte Uniaxial

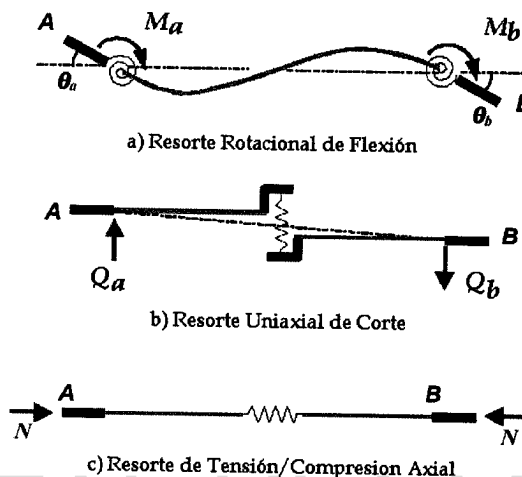


Fig. 3.14.- Modelo Elementos Lineales

3.7.- El Modelo de Takeda.

Para realizar el análisis dinámico es importante la selección de un modelo de comportamiento histerético que pueda caracterizar, con la mayor fiabilidad, el comportamiento dinámico de los edificios. Uno de los modelos que da muy buenos resultados en estructuras de concreto armado es el Modelo Bilineal de Takeda, el cual considera la degradación de rigidez del elemento.

El modelo presenta una forma bilineal con descarga reversible hasta llegar a cero resistencia como se muestra en la Fig. 3.15. En la recarga, la curva se dirige hacia el pico de carga interno del ciclo anterior, y luego por ser un método con memoria, de manera secuencial atraviesa todos los picos exteriores, respetando la curva monotónica y estableciendo un nuevo punto de cedencia después que la recarga atraviesa el pico mas alejado (punto M). El modelo esta definido por las

siguientes expresiones:

- Regla 1. Rigidez inicial K_0 . (obtenido de la relación $M-\phi$).
- Regla 2,3. Primera curva de cedencia con rigidez $K_2 = \beta' K_0$, $K_3 = \beta K_0$.

El valor de los factores de rigidez β' , β varia en el intervalo $(0 \sim 0.2)$ y depende de las características propias del elemento.

La cedencia se reporta cuando un punto (F-D) se ubica en algún lugar sobre la recta 2 (cedencia negativa) o 3 (cedencia positiva).

- Regla 4,5. Curva de descarga.

$$\text{Descarga del lazo externo: } K_4 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^\gamma; K_5 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^\gamma;$$

$$\text{Descarga del lazo interno: } K_4' = \xi K_4, K_5' = \xi K_5.$$

Los parámetros que controlan el comportamiento histerético $P(p_1, p_2)$ son:

- Primer parámetro p_1 para representar γ ($\gamma = 0 \sim 0.5$), p_1 es el factor de degradación de la rigidez en la descarga.
- Segundo parámetro p_2 para representar ξ ($\xi = 0.5 \sim 1$), p_2 factor de reducción de rigidez en lazo más interno.

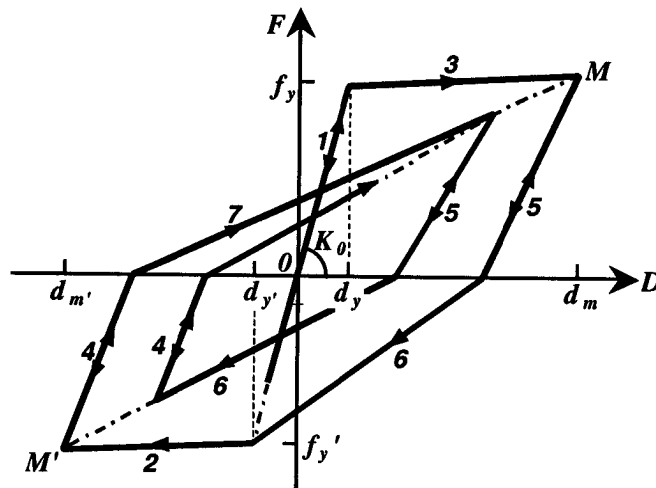


Fig. 3.15.- Modelo Bilineal de Takeda.

3.8.- Análisis Dinámico.

Para la evaluación del problema se efectúa un ADNL-3D con el programa CANNY-W que utiliza el método de análisis paso a paso, con métodos iterativos que permiten resolver el desbalance de fuerzas causado por el cambio de rigidez.

El análisis de la respuesta dinámica no lineal se calcula paso a paso con un intervalo pequeño de tiempo adecuado no mayor que los intervalos de tiempo de los registros sísmicos digitalizados. La integración numérica para resolver la ecuación de movimiento se ejecuta según los siguientes criterios: 1) Las relaciones entre las fuerzas y los desplazamientos resultantes son no lineales. 2) Existe compatibilidad entre los desplazamientos y las juntas. 3) Existe una relación de equilibrio de fuerzas (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas) en cada junta. 4) Existe una relación diferencial entre las funciones dependientes del tiempo (aceleraciones, velocidades y desplazamientos).

3.8.1.- Integración Numérica de la Ecuación del Movimiento.

Se utiliza el método de integración numérica *Beta de Newmark*, para resolver la ecuación del movimiento. Para sistemas de múltiples grados de libertad, la ecuación de movimiento puede expresarse como:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} + \{f\} \quad (3.6)$$

Donde: $[M]$ = matriz de masa, $[C]$ = matriz de amortiguamiento, $[K]$ = matriz de rigidez, $\{\ddot{X}\}$ = vector de aceleración relativa, $\{\dot{X}\}$ = vector de velocidad relativa, $\{X\}$ = vector de desplazamiento relativo, $\{\ddot{X}_g\}$ = aceleración del sismo, $\{f\}$ = alguna fuerza externa que varía con el tiempo. La matriz de masa es tratada como una constante y todos los demás elementos son dependientes del tiempo. Cuando se utiliza amortiguamiento de Rayleigh en combinación con otro tipo de amortiguamiento, se tiene:

$$[C] = a_m[M] + a_0[K_0] + a_k[K] + [C^e] + [C^v] \quad (3.7)$$

a_m = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de masa $[M]$

a_0 = factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial $[K_0]$

a_k = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez variable con el tiempo $[K_t]$

$[C^e]$ = matriz de amortiguamiento proporcional a la rigidez del elemento.

$[C^v]$ = matriz de amortiguamiento dependiente de la velocidad.

Entonces, el tiempo $t+\Delta t$, la ecuación del movimiento puede expresarse por integración como:

$$[M] \int_0^{t+\Delta t} \{dX\} + (a_m[M] + a_0[K_0]) \int_0^{t+\Delta t} \{dX\} + a_k \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} + \int_0^{t+\Delta t} [C^e] \{dX\} + \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} =$$

$$- [M] \int_0^{t+\Delta t} \{da\} + \int_0^{t+\Delta t} \{df\} \quad (3.8)$$

Puesto que en este trabajo se utiliza amortiguamiento de Rayleigh, la matriz $[C]$ se reduce a $[C] = a_m[M] + a_k[K]$, y para generarla es necesario calcular los valores de los factores a_m y a_k . Estos valores dependen de la frecuencia circular de la estructura del primer modo de vibración y un segundo modo que sea diferente al primero, y su cálculo se efectúa con las siguientes expresiones:

$$a_m = 2w_1w_2(h_1w_2 - h_2w_1)/(w_2^2 - w_1^2) \quad (3.9)$$

$$a_k = 2(h_2w_2 - h_1w_1)/(w_2^2 - w_1^2) \quad (3.10)$$

En la Tabla 3.10 se presentan los valores de estos parámetros para cada uno de los modelos, además del periodo fundamental y de las dos primeras frecuencias circulares.

Modelo	Período Fundamental	Frecuencias Circulares		Coeficientes de Rayleigh	
	T	ω_1	ω_2	a_m	a_k
6NR	1.2067	5.207	6.342	0.2859	0.0087
6NPB	1.1572	5.4300	6.6260	0.2984	0.0083
6NPI	1.1199	5.6100	6.9050	0.3095	0.0080
6NPA	1.1933	5.2650	6.4300	0.2895	0.0086
12NR	1.858	3.3820	4.1970	0.1873	0.0132
12NPB	1.8294	3.4350	4.2790	0.1905	0.0130
12NPI	1.7933	3.5040	4.3470	0.1940	0.0127
12NPA	1.8543	3.3880	4.2030	0.1876	0.0132
18NR	2.1756	2.8880	3.7330	0.1628	0.0151
18NPB	2.1533	2.9180	3.7730	0.1645	0.0149
18NPI	2.1233	2.9590	3.8270	0.1669	0.0147
18NPA	2.1724	2.8920	3.7390	0.1631	0.0151

Tabla 3.10.- Coeficientes de la Matriz de amortiguamiento.

3.8.2.- Selección de los sismos.

Este trabajo se realiza utilizando como entrada, tres sismos seleccionados según ciertos criterios. De un conjunto de sismos, se seleccionan aquellos de aceleración pico similar a la aceleración máxima de diseño de la Norma. Para los sismos preseleccionados se construye el espectro de aceleración, con el soporte del programa Gensismo (Febres, 1991), verificando que el espectro del sismo se aproxime en lo posible al espectro de diseño en la banda de períodos de las estructuras analizadas. Sin embargo, es importante señalar que en estudios donde se tienen estructuras con periodos diferentes no es fácil conseguir un sismo que afecte a todas las estructuras, por lo cual los sismos que se seleccionen afectarán mas o menos a cada estructura según sus características propias. Finalmente se seleccionan 2 sismos cuyas características se muestran en la Tabla 3.11. Los acelerogramas se presentan en las Figs. 3.16 y 3.17. y los espectros de aceleración y desplazamiento se presentan en las Figs. 3.19 y 3.20.

El tercer sismo de análisis se idealiza con una forma sinusoidal que se adoptó como un intento inicial de utilizar la recomendación de un pulso severo que pueda contener un sismo de fuente cercana (Sasani y Bertero, 2000). Desde luego, este

criterio puede ser objeto de otro estudio ya que este acelerograma presenta un espectro no muy ajustado a la norma vigente. Para el estudio se idealizó este sismo con una aceleración máxima de 0.33 g, para equiparlo a los sismos reales seleccionados, y se tomó un período igual al período fundamental de la estructura. Esto se traduce en elaborar un sismo sinusoidal para cada modelo a analizar. En la Fig. 3.18 se muestra el sismo idealizado para el modelo 6NR y su espectros de aceleración y desplazamiento se pueden observar en la Fig. 3.21.

Características	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3
Sismo	Landers 1992	Imperial Valley 1979	Sinusoidal - F. Cercana
Localidad de registro	Joshua Tree	Aeropuerto Mexicali	Sasani - Bertero
Aceleración máxima	0.28 g	0.33 g	0.33 g
Magnitud	Mw = 7.4	Mw = 6.5	Periodo estructural
Distancia Epicentral	13.7 Km	4.3 Km	

Tabla 3.11.- Características de los sismos seleccionados.

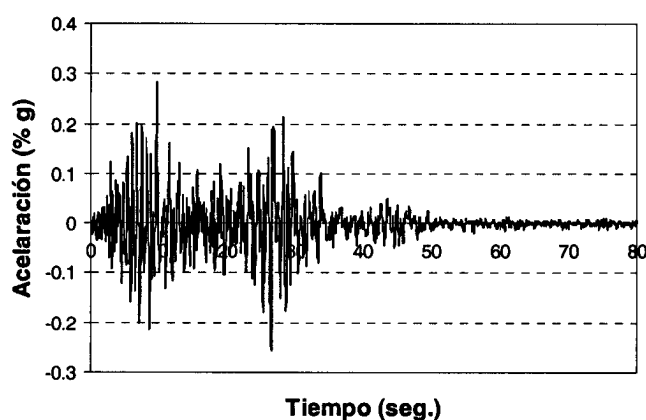


Fig. 3.16.- Sismo de Landers 1992 - $A_{\text{máx}} = 0.28 \text{ g}$.

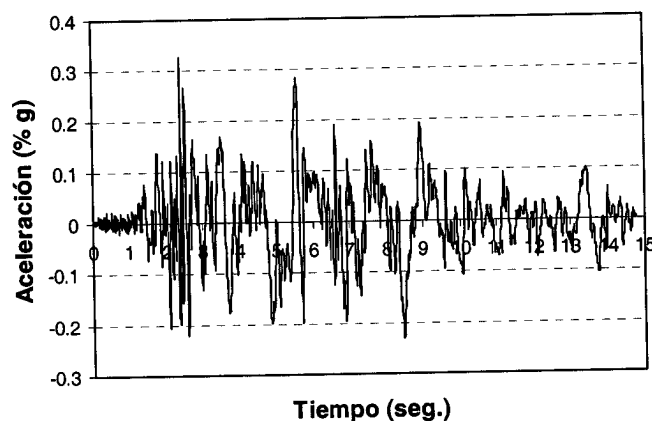
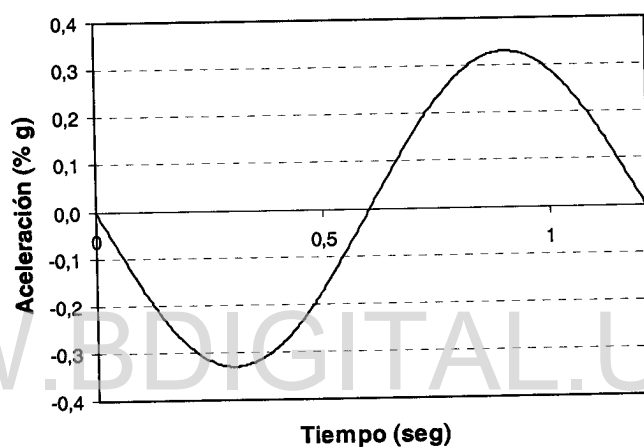
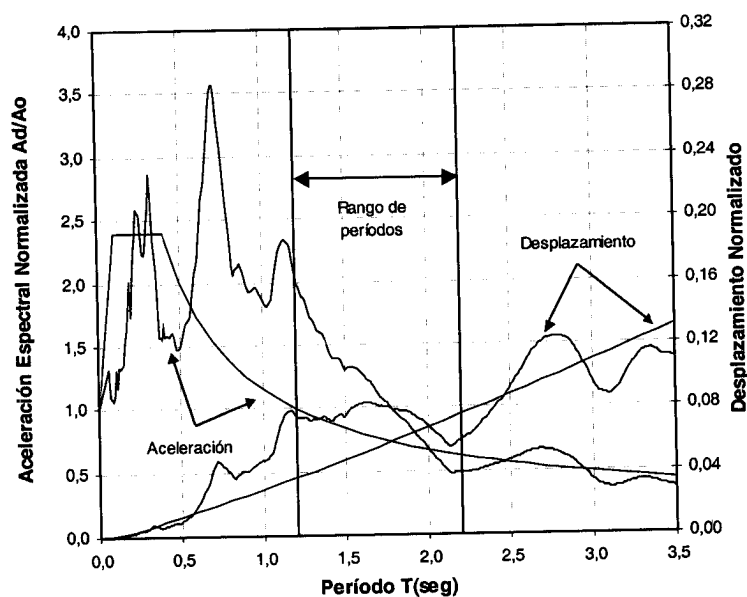
Fig. 3.17.- Sismo de Mexicali 1979 - $A_{\text{máx}} = 0.33 \text{ g}$.Fig. 3.18.- Sismo Sinusoidal Idealizado Modelo 6NR - $A_{\text{máx}} = 0.33 \text{ g}$.

Fig. 3.19.- Espectros de Aceleración y Desplazamiento Sismo de Landers 1992.

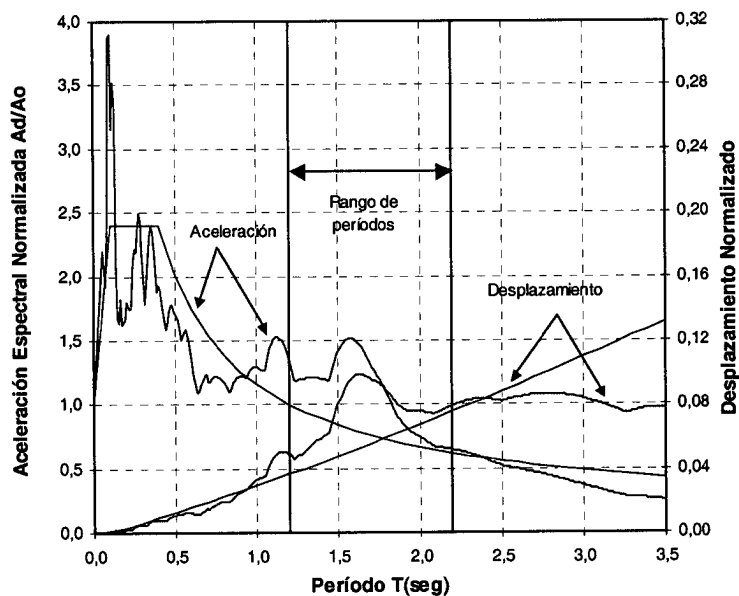
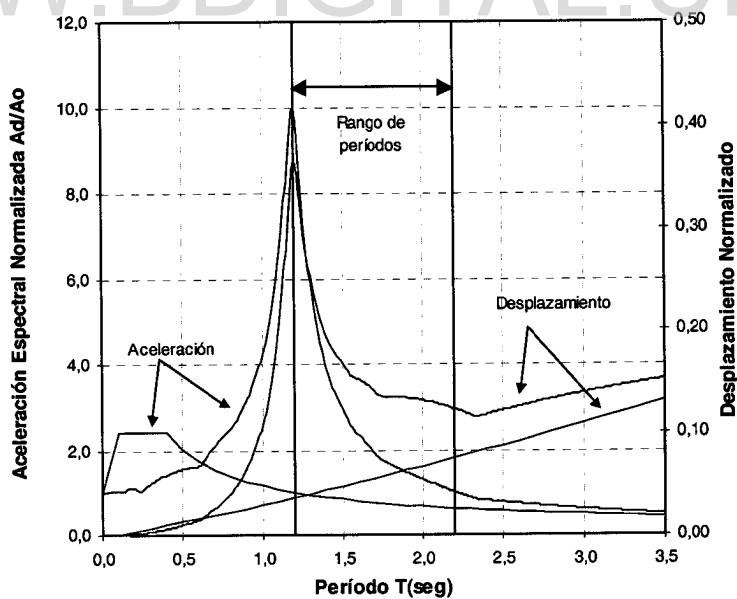


Fig. 3.20.- Espectros de Aceleración y Desplazamiento Sismo de Mexicali 1979.

Fig. 3.21.- Espectros de Aceleración y Desplazamiento Sismo Sinusoidal Idealizado
Modelo 6NR .

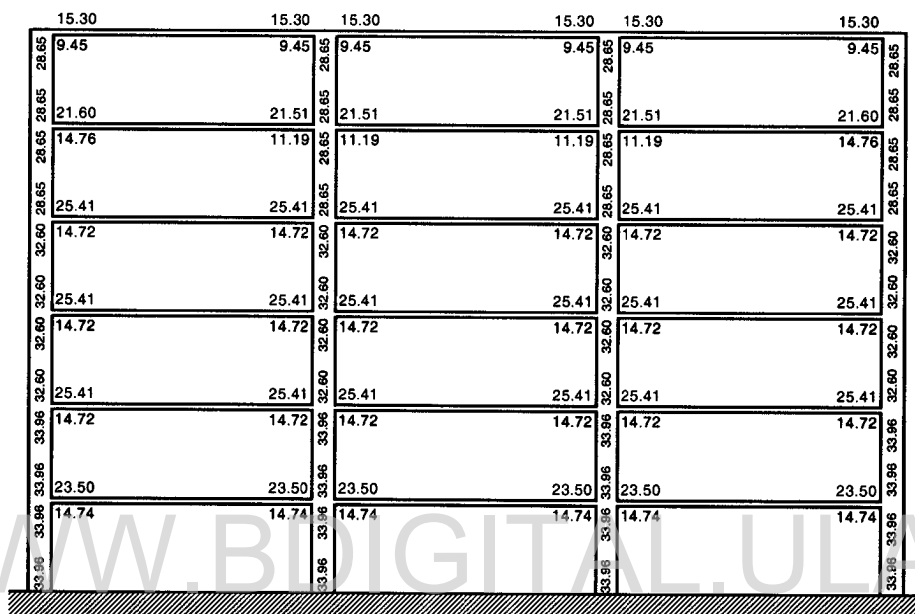
WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO IV

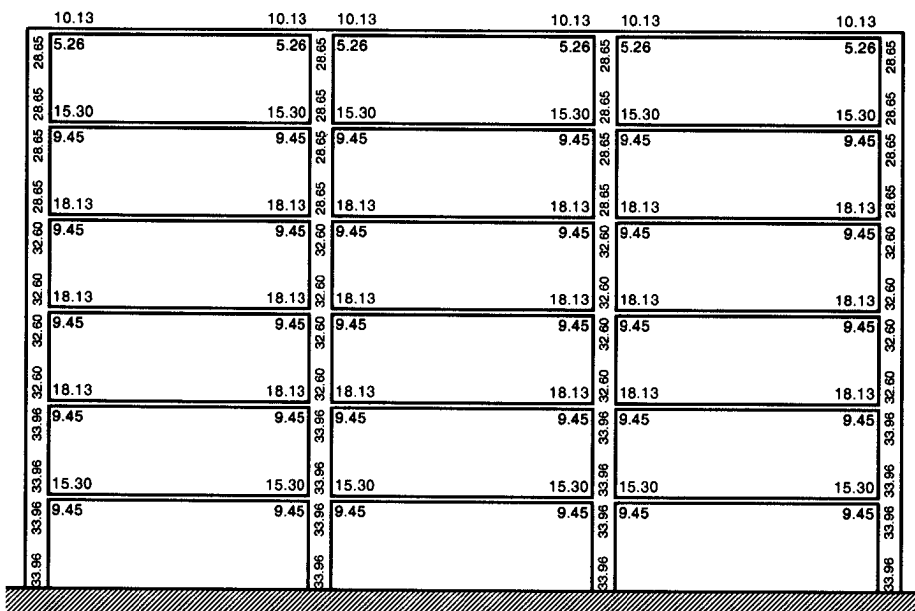
RESULTADOS

4.1.- Momentos de Cedencia M_y .

Con la ayuda de la sub-rutina Momento-curvatura ($M-\phi$) del programa Canny-W se determinaron los valores de los momentos de cedencia de las vigas y columnas. Estos resultados (en ton-m) se muestran en las siguientes figuras.



Pórtico Central



Pórtico de Borde

Fig. 4.1.- Momentos de cedencia (M_y) de vigas y columnas modelo 6NR.

15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30
9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
21.60	21.51	21.51	21.51	21.51	21.60
14.76	11.19	11.19	11.19	11.19	14.76
25.41	23.50	23.50	23.50	23.50	25.41
14.72	14.74	14.74	14.74	14.74	14.72
25.41	25.41	25.41	25.41	25.41	25.41
14.72	14.72	14.72	14.72	14.72	14.72
27.38	27.21	27.21	27.21	27.21	27.38
18.19	14.69	14.69	14.69	14.69	18.19
27.38	27.21	27.21	27.21	27.21	27.38
18.19	14.69	14.69	14.69	14.69	18.19
36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28
19.34	19.34	19.34	19.34	19.34	19.34
36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28
19.34	19.34	19.34	19.34	19.34	19.34
36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28
19.34	19.34	19.34	19.34	19.34	19.34
40.96	40.96	40.96	40.96	40.96	40.96
21.68	21.68	21.68	21.68	21.68	21.68
37.93	37.93	37.93	37.93	37.93	37.93
21.70	21.70	21.70	21.70	21.70	21.70
31.70	31.70	31.70	31.70	31.70	31.70
16.46	16.46	16.46	16.46	16.46	16.46

Pórtico Central

Fig. 4.2.- Momentos de cedencia (M_y) de vigas y columnas modelo 12NR.

14.67	14.67	14.67	14.67	14.67	14.67
7.59	7.59	7.59	7.59	7.59	7.59
18.15	18.15	18.15	18.15	18.15	18.15
11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20
21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
11.19	11.19	11.19	11.19	11.19	11.19
21.60	21.51	21.51	21.51	21.51	21.60
14.76	11.19	11.19	11.19	11.19	14.76
23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50
14.74	14.74	14.74	14.74	14.74	14.74
23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50
14.74	14.74	14.74	14.74	14.74	14.74
29.59	27.33	27.33	27.33	27.33	29.59
17.03	17.05	17.05	17.05	17.05	17.03
27.33	27.33	27.33	27.33	27.33	27.33
17.05	17.05	17.05	17.05	17.05	17.05
27.33	27.33	27.33	27.33	27.33	27.33
17.05	17.05	17.05	17.05	17.05	17.05
27.33	27.33	27.33	27.33	27.33	27.33
17.05	17.05	17.05	17.05	17.05	17.05
24.90	24.90	24.90	24.90	24.90	24.90
12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95
20.98	20.98	20.98	20.98	20.98	20.98
12.94	12.94	12.94	12.94	12.94	12.94

Pórtico de Borde

Fig. 4.2.- Momentos de cedencia (M_y) de vigas y columnas modelo 12NR (Continuación).

18.15	18.15	18.15	18.15	18.15
11.20	11.20	11.20	11.20	11.20
27.33	25.00	25.00	25.00	27.33
17.05	17.08	17.08	17.08	17.05
29.59	29.59	29.59	29.59	29.59
17.03	17.03	17.03	17.03	17.03
31.81	29.59	29.59	29.59	31.81
17.01	17.03	17.03	17.03	17.01
34.18	31.81	31.81	31.81	34.18
21.06	17.01	17.01	17.01	21.06
34.18	31.95	31.95	31.95	34.18
21.06	21.09	21.09	21.09	21.06
39.19	39.19	39.19	39.19	39.19
23.96	23.96	23.96	23.96	23.96
39.19	39.19	39.19	39.19	39.19
23.96	23.96	23.96	23.96	23.96
39.19	39.19	39.19	39.19	39.19
23.96	23.96	23.96	23.96	23.96
49.27	49.52	49.52	49.52	49.27
27.03	32.22	32.22	32.22	27.03
49.27	49.52	49.52	49.52	49.27
27.03	32.22	32.22	32.22	27.03
49.27	49.52	49.52	49.52	49.27
27.03	32.22	32.22	32.22	27.03
49.27	49.52	49.52	49.52	49.27
27.03	32.22	32.22	32.22	27.03
58.37	55.10	55.10	55.10	58.37
35.70	35.72	35.72	35.72	35.70
55.10	55.10	55.10	55.10	55.10
35.72	35.72	35.72	35.72	35.72
58.37	58.37	58.37	58.37	58.37
35.70	35.70	35.70	35.70	35.70
54.86	51.57	51.57	51.57	54.86
29.95	29.96	29.96	29.96	29.95
44.50	44.50	44.50	44.50	44.50
24.17	24.17	24.17	24.17	24.17

Pórtico Central

Fig. 4.3.- Momentos de cedencia (M_y) de vigas y columnas modelo 18NR.

10.13	10.13	10.13	10.13	10.13
5.26	5.26	5.26	5.26	5.26
18.15	18.15	18.15	18.15	18.15
11.20	11.20	11.20	11.20	11.20
21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
11.19	11.19	11.19	11.19	11.19
27.33	27.33	27.33	27.33	27.33
17.05	17.05	17.05	17.05	17.05
29.59	29.70	29.70	29.70	29.59
17.03	21.11	21.11	21.11	17.03
29.70	29.70	29.70	29.70	29.70
21.11	21.11	21.11	21.11	21.11
36.55	36.73	36.73	36.73	36.55
23.98	28.57	28.57	28.57	23.98
36.55	36.73	36.73	36.73	36.55
23.98	28.57	28.57	28.57	23.98
36.73	36.73	36.73	36.73	36.73
28.57	28.57	28.57	28.57	28.57
38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
28.77	28.77	28.77	28.77	28.77
38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
28.77	28.77	28.77	28.77	28.77
38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
28.77	28.77	28.77	28.77	28.77
38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
28.77	28.77	28.77	28.77	28.77
46.71	46.71	46.71	46.71	46.71
37.38	37.38	37.38	37.38	37.38
43.42	43.69	43.69	43.69	43.42
32.24	37.38	37.38	37.38	32.24
46.59	46.59	46.59	46.59	46.59
32.23	32.23	32.23	32.23	32.23
43.42	43.42	43.42	43.42	43.42
32.24	32.24	32.24	32.24	32.24
37.04	37.04	37.04	37.04	37.04
21.85	21.85	21.85	21.85	21.85

Pórtico de Borde

Fig. 4.3.- Momentos de cedencia (M_y) de vigas y columnas modelo 18NR.

4.2.- Resultados del Análisis Estático No Lineal.

Del AENL se obtienen las curvas push-over de las que se pueden observar aspectos importantes.

Modelos 6N. Los resultados del AENL muestran un buen comportamiento estructural del modelo 6NR, el criterio de viga débil-columna fuerte se cumple satisfactoriamente, tal como se muestra en la Fig. 4.4, donde el mecanismo de falla se produce esencialmente por cedencia de las vigas antes que en columnas. La capacidad de ductilidad obtenida en este modelo es de 5.38 y el factor R de 4.15, valores que se acercan bastante a los valores de diseño ($R = 6$, $\mu = 0.8R = 4.8$), lo cual indica que el comportamiento de la estructura se ajusta a las premisas de diseño, presentando mayor capacidad de ductilidad que la de diseño y un valor de R que indica que la estructura tiene capacidad de resistencia.

En el modelo 6NPB se presenta una falla prematura a consecuencia de las columnas cortas ubicadas en la planta baja las cuales se rotulan, en la gráfica de la Fig. 4.5 se observa mayor número de rótulas en columnas al inicio de la pushover, lo cual evidencia que el mecanismo de falla viga débil-columna fuerte no se presenta de igual manera que el modelo 6NR. Hay una pérdida en la capacidad de ductilidad del 33% en relación al modelo 6NR, el valor del factor R disminuye, aunque se mantiene cercano al valor de diseño.

El comportamiento del modelo 6NPI presenta un incremento en su capacidad de ductilidad a un valor de 9.2, a pesar de que se generan rótulas en las columnas cortas, estas no provocan el colapso de la estructura, el criterio viga débil-columna fuerte se mantiene en una forma aceptable (Fig. 4.6). El factor R presenta un valor de 3.65 lo que indica que la estructura tiene mayor capacidad de soportar fuerzas.

La curva pushover del modelo 6NPA muestra una capacidad de ductilidad de la

estructura muy alta, las rótulas se presentan inicialmente en vigas, posteriormente se forman rótulas en columnas de todos los pisos, sin embargo las columnas cortas prácticamente no se afectan (Fig. 4.7). La presencia de columnas cortas en el último nivel pareciera mostrar una tendencia a mejorar su comportamiento. El factor R de 3.78 muestra capacidad para soportar cargas.

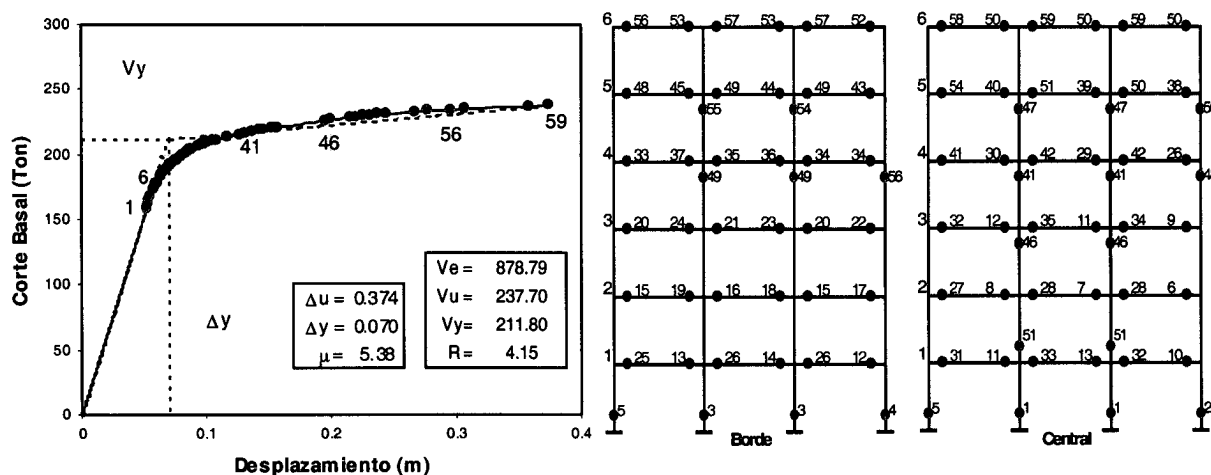


Fig. 4.4.- Curva de Capacidad – Modelo 6NR.

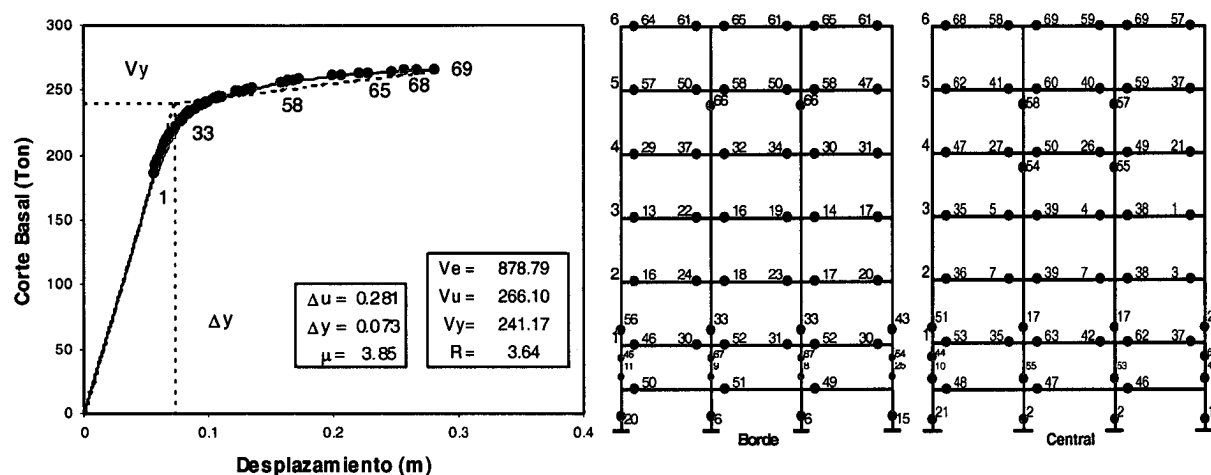


Fig. 4.5.- Curva de Capacidad – Modelo 6NPB.

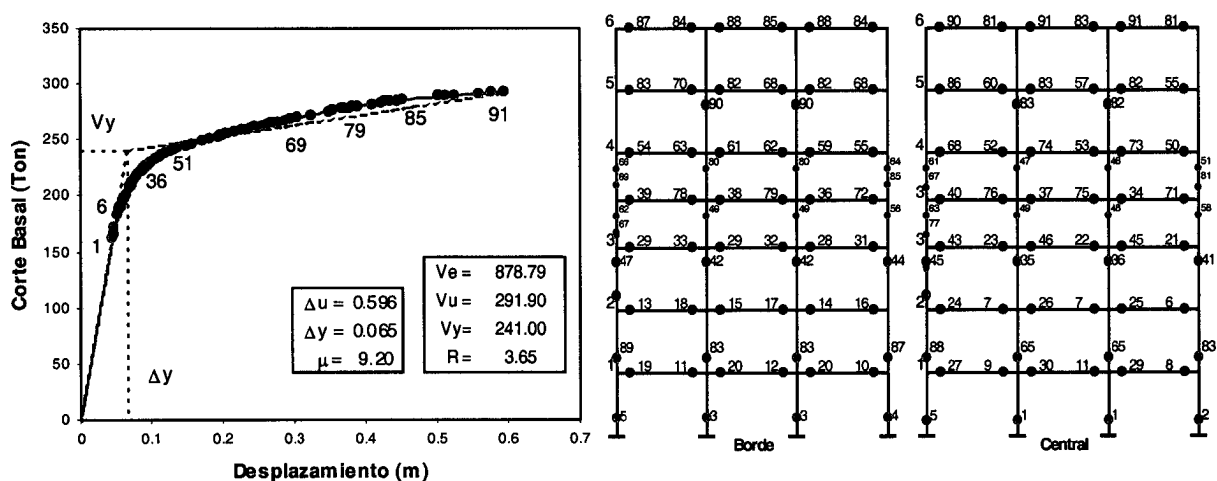


Fig. 4.6.– Curva de Capacidad – Modelo 6NPI.

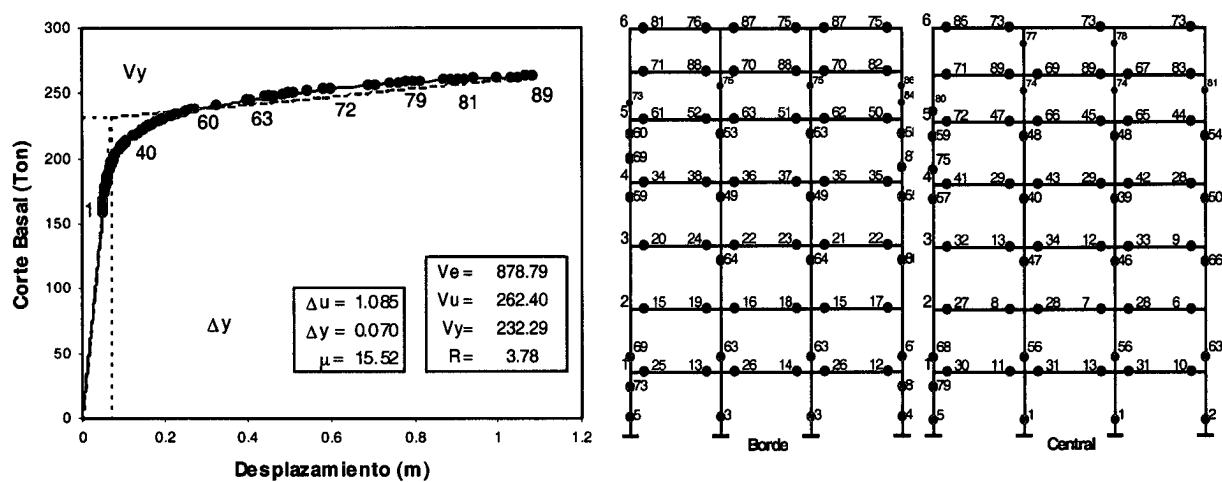


Fig. 4.7.– Curva de Capacidad – Modelo 6NPA.

Modelos 12N. En la Fig. 4.8 se observa la respuesta del modelo 12NR, la aparición de rótulas se inicia en las vigas, posteriormente rotulan las columnas de la base y continúan en las vigas hasta el colapso; el comportamiento del modelo se ajusta al criterio de viga débil-columna fuerte. A diferencia con el modelo 6NR, la capacidad de ductilidad de la estructura presenta un valor (3.7) por debajo del valor de diseño, lo cual muestra que la estructura no posee la capacidad de liberación de energía prevista en el diseño. Se obtiene un valor del factor R de 4.39 inferior al valor de diseño, que indica mayor capacidad de resistencia.

El modelo 12NPB presenta un comportamiento diferente al modelo 12NR. Las columnas cortas se rotulan provocando el colapso de la estructura, el criterio viga débil-columna fuerte no se cumple (Fig. 4.9). La capacidad de ductilidad se reduce a 3.18, 14% menos que el modelo regular. En este caso el factor R presenta un valor de 4.33, también menor que el de diseño.

La secuencia de aparición de rótulas en el modelo 12NPI se ajusta al criterio de falla, la cedencia comienza a mostrarse inicialmente en las vigas de los niveles 3 y 4, se generan las rótulas en la base de la estructura pero luego continúa la cedencia de las vigas de los niveles superiores (Fig. 4.10). Aumenta la capacidad de disipación de energía de la estructura en 20%, comparado con el modelo regular. El valor de R de 4.13 indica una similar capacidad de resistencia al modelo 12NR.

El modelo 12NPA presenta un comportamiento similar a los modelos 12NR y 12NPI, la formación de rótulas comienza por las vigas de los niveles 3 y 4, luego se rotula la base de la estructura, pero continúa la cedencia de las vigas de los otros niveles (Fig. 4.11). El comportamiento viga débil-columna fuerte se presenta bien definido, aunque la capacidad de ductilidad se mantiene en un valor similar (3.61) al modelo regular. En cuanto a su capacidad de resistencia el valor de R de 4.4 indica que se mantiene igual al modelo 12NR.

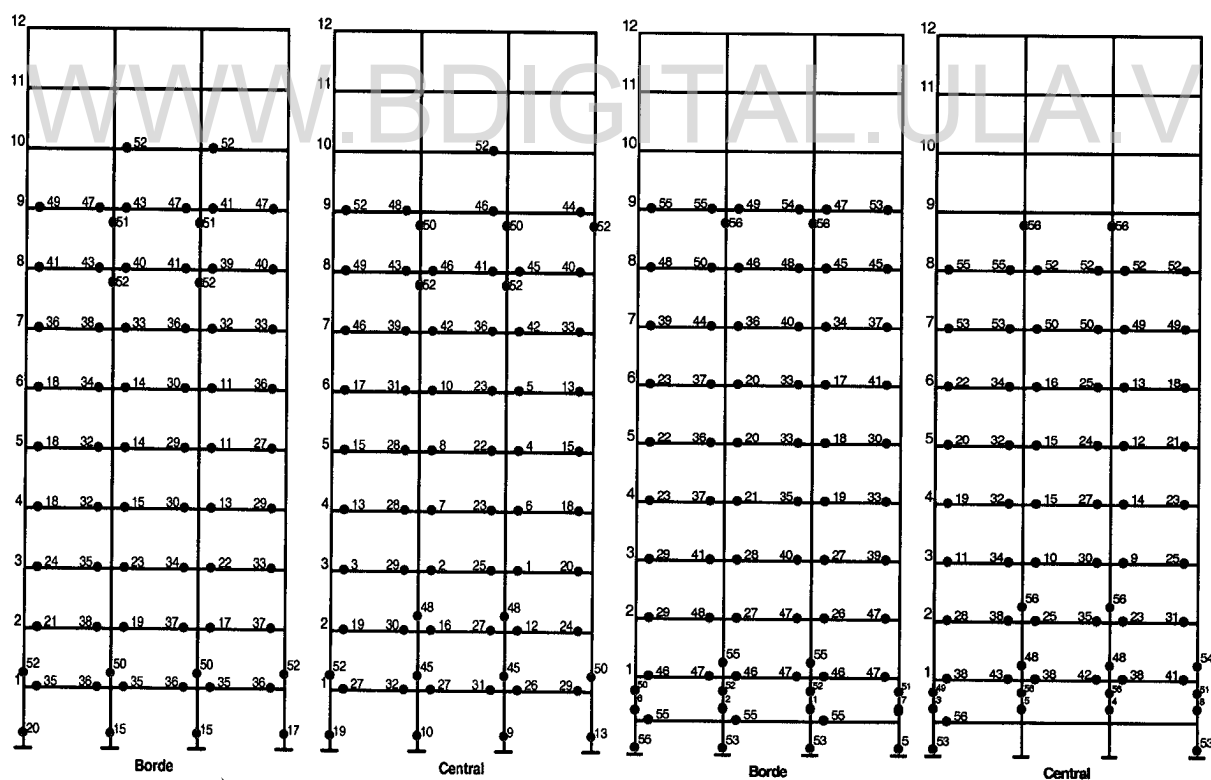
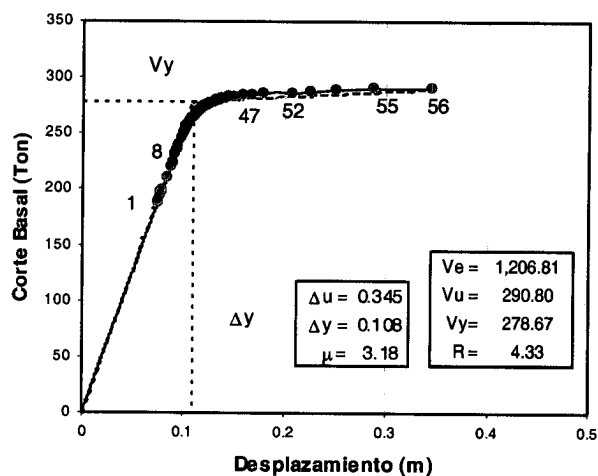
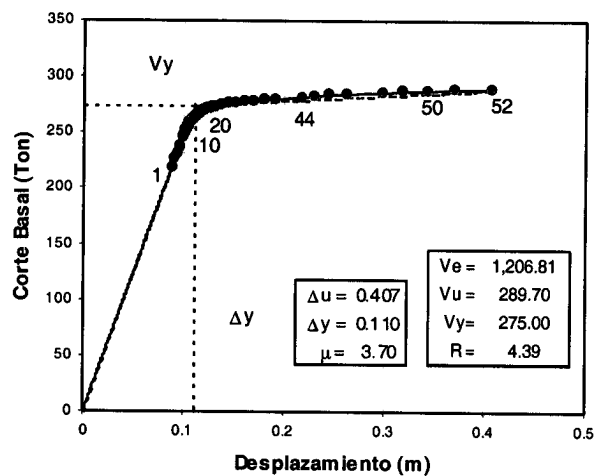


Fig. 4.8.– Push-Over – Modelo 12NR.

Fig. 4.9.– Push-Over – Modelo 12NPB.

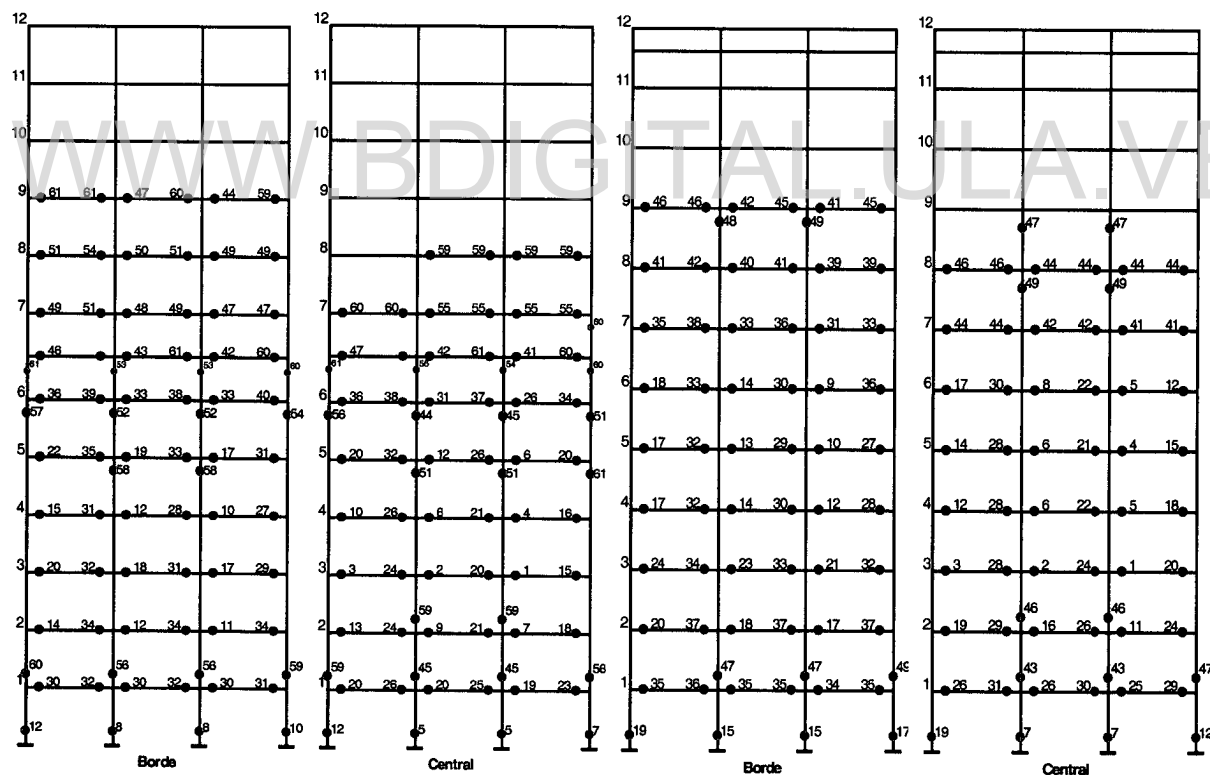
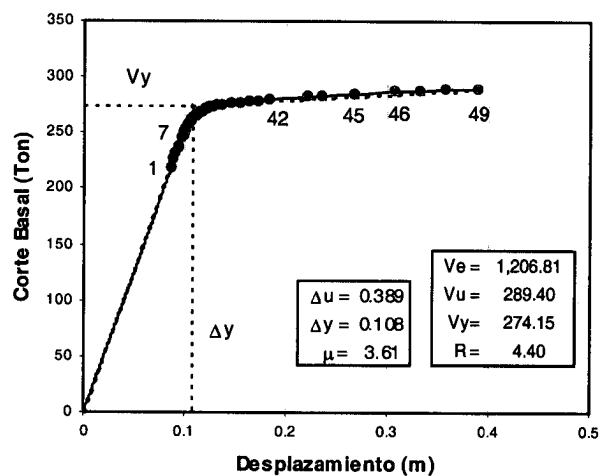
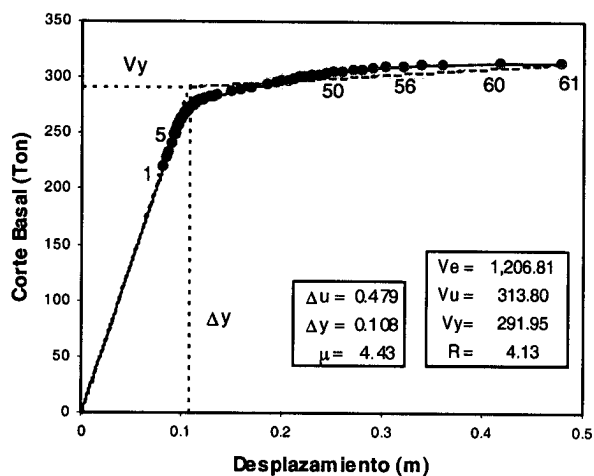


Fig. 4.10.- Push-Over – Modelo 12NP1.

Fig. 4.11.- Push-Over – Modelo 12NPA.

Modelos 18N. El análisis del modelo 18NR muestra que la cedencia se inicia en las vigas del nivel 5, y la rotulación en las columnas de la base ocurre mucho después (Fig. 4.12). La estructura muestra un buen desempeño, el criterio de viga débil-columna fuerte se cumple satisfactoriamente. El factor de respuesta R es de 4.6 cercano al valor de diseño, este indica mayor capacidad de resistencia que la de diseño; la capacidad de ductilidad presenta un valor de 2.59, que indica baja capacidad de deformación.

El modelo 18NPB muestra un comportamiento no deseado, las columnas cortas se rotulan en su base muy temprano al inicio de la carga, posteriormente ocurre la cedencia en vigas hasta que ocurre la falla total de las columnas cortas. La capacidad de ductilidad se reduce en 18% con relación al modelo 18NR. El factor R aumenta, lo que indica una menor capacidad de resistencia que el modelo regular (Fig. 4.13)

La curva de capacidad del modelo 18NPI muestra un comportamiento similar al modelo regular, se inicia la aparición de rótulas en las vigas del nivel 5, y mucho después aparecen rótulas en las columnas de la base, se cumple el criterio de viga débil-columna fuerte. Las columnas cortas prácticamente no llegan a entrar en cedencia (Fig. 4.14). La capacidad de ductilidad presenta un valor un poco mas alto que el modelo regular, esto parece indicar una mejoría en la capacidad de deformación de la estructura. El factor R se mantiene en un valor (4.46) cercano al del modelo regular, mostrando mayor capacidad de resistencia que la de diseño.

Finalmente el comportamiento del modelo 18NPA muestra una marcada similitud con el modelo 18NPI, el orden de formación de rótulas es muy similar, quedando el criterio viga débil-columna fuerte comprobado. Se observa poca capacidad de ductilidad (2.62) y un factor de respuesta de 4.63, que muestra su capacidad de resistencia adicional (Fig. 4.15). Las curvas de capacidad agrupadas por altura de modelos, se pueden observar en las Figs. 4.16 a 4.18.

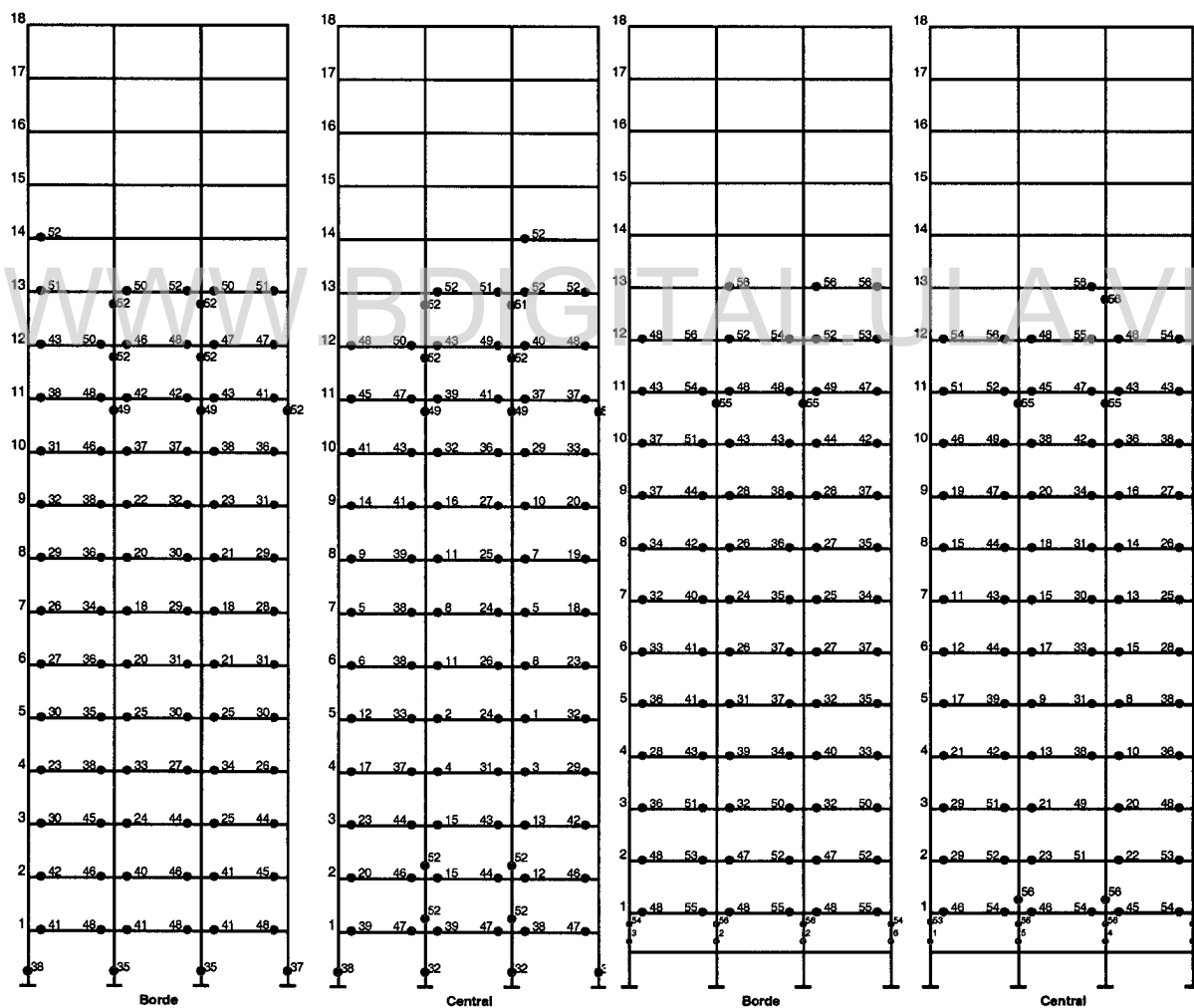
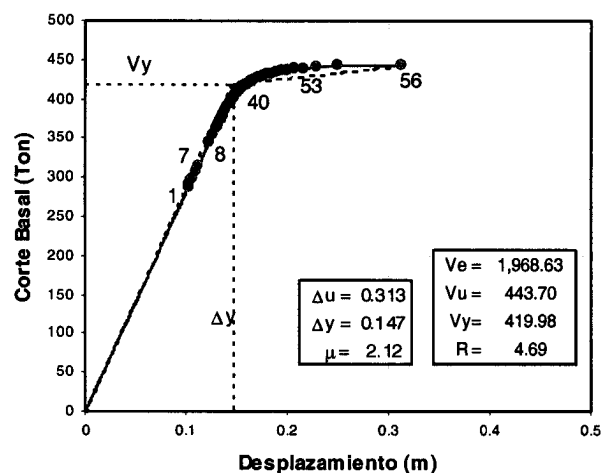
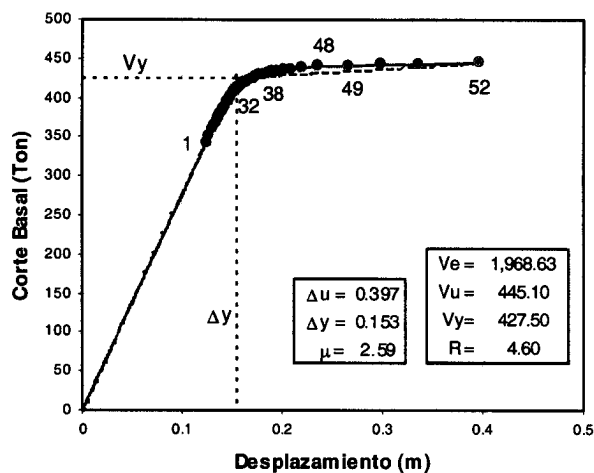


Fig. 4.12.- Push-Over – Modelo 18NR.

Fig. 4.13.- Push-Over – Modelo 18NPB.

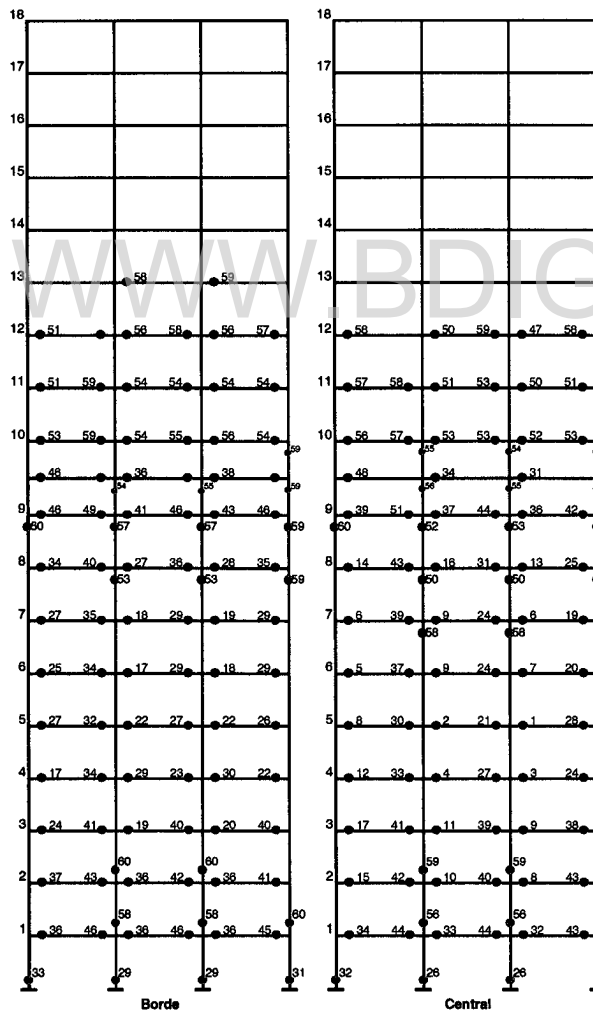
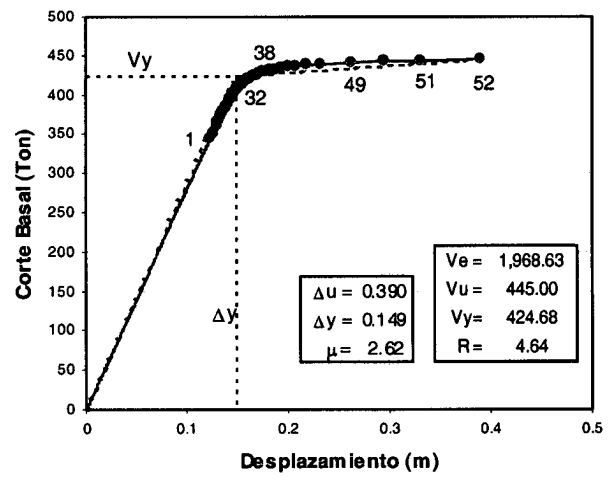
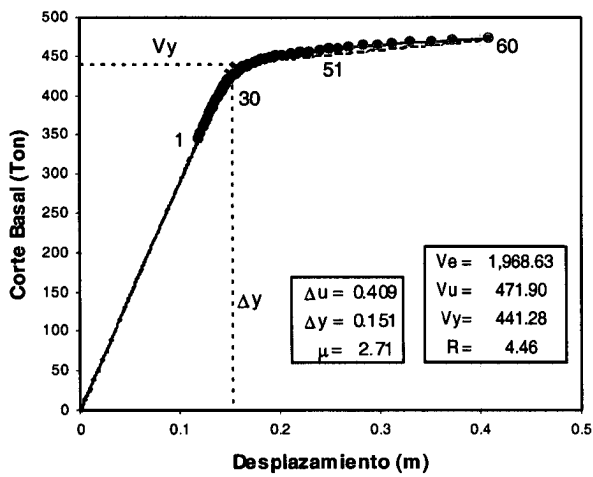


Fig. 4.14.– Push-Over – Modelo 18NPI.

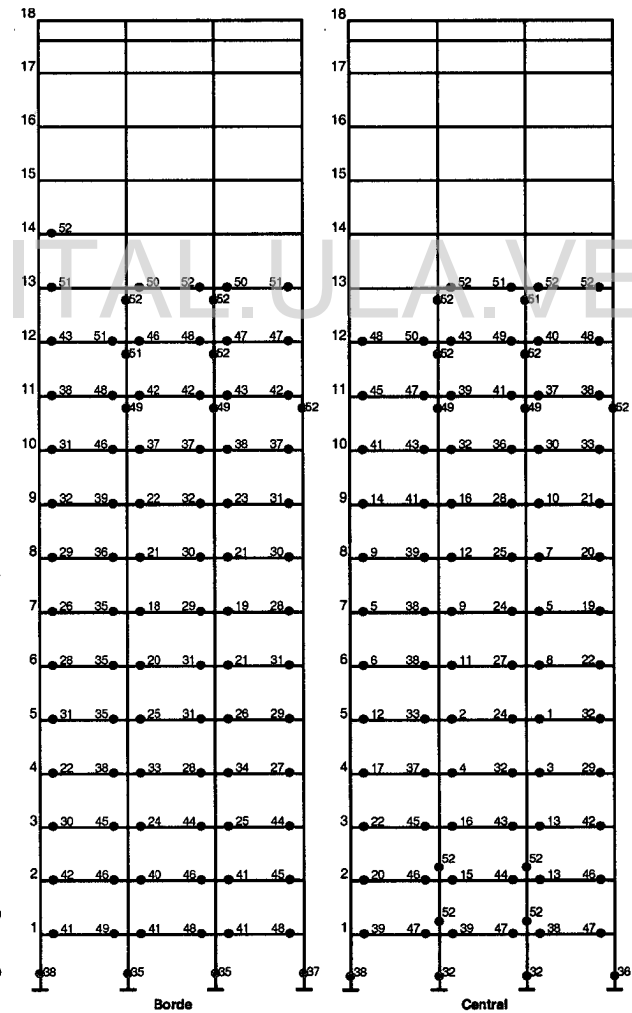


Fig. 4.15.– Push-Over – Modelo 18NPA.

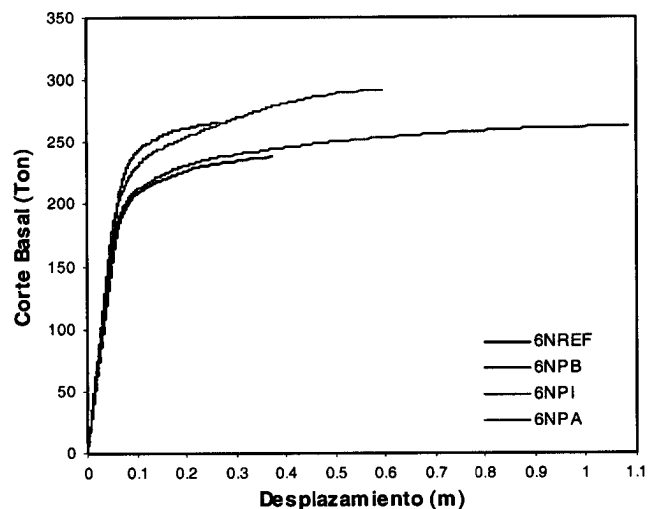


Fig. 4.16.- Curvas de capacidad modelos 6N

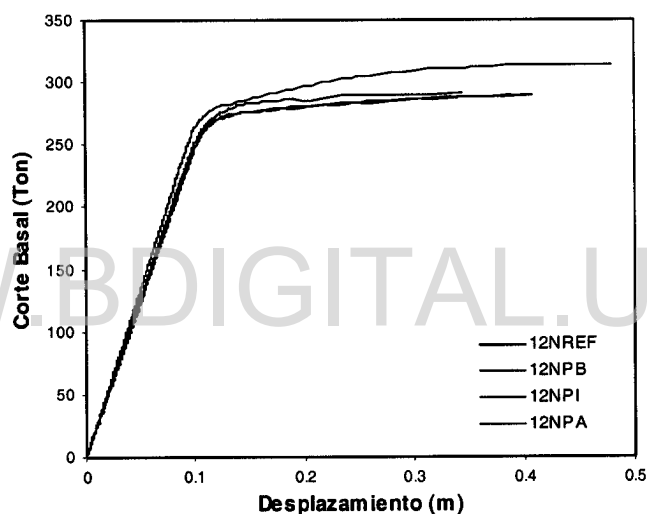


Fig. 4.17.- Curvas de capacidad modelos 12N

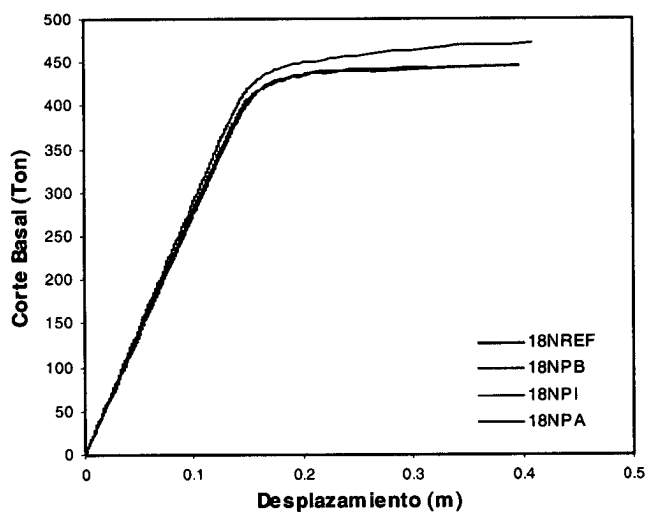


Fig. 4.18.- Curvas de capacidad modelos 18N

En general los resultados del AENL muestran algunas tendencias en relación a la altura de los modelos. En cuanto a la ductilidad, los valores obtenidos permiten observar que a medida que aumenta la altura de la estructura la capacidad de ductilidad disminuye. Del mismo modo, los valores de R muestran una tendencia de incremento a medida que la estructura es de mayor la altura (Tabla 4.1); esto permite enunciar que a medida que la estructura es mas alta su capacidad de resistencia se acerca al valor de diseño pero pierde capacidad de ductilidad.

Modelo	Factor R	Ductilidad
6NR	4.15	5.38
6NPB	3.64	3.85
6NPI	3.65	9.20
6NPA	3.78	15.52
12NR	4.39	3.70
12NPB	4.33	3.18
12NPI	4.13	4.43
12NPA	4.40	3.61
18NR	4.60	2.59
18NPB	4.69	2.12
18NPI	4.46	2.71
18NPA	4.64	2.62

Tabla 4.1.- Factor de reducción R y capacidad de ductilidad (μ).

En la Fig. 4.19 se plantean unas expresiones que intentan relacionar el valor de estas variables con la altura de las estructuras.

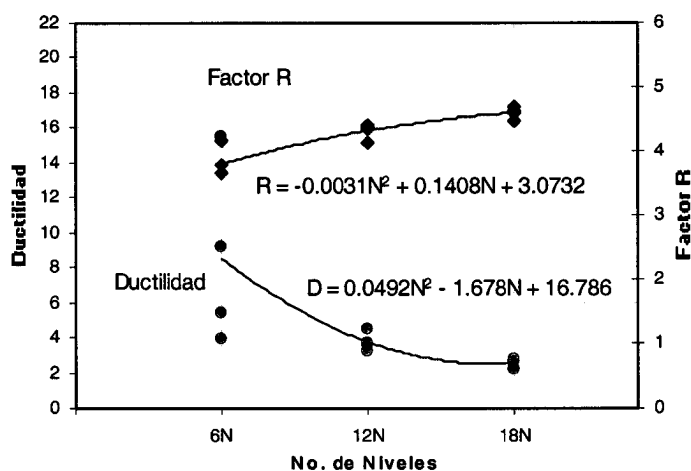


Fig. 4.19.- Tendencias de Ductilidad y Factor R.

Comparación del comportamiento según la ubicación de las columnas cortas. En general los modelos regulares presentan un buen comportamiento estructural, el criterio de viga débil-columna fuerte se cumple satisfactoriamente, donde los mecanismos de falla se producen esencialmente por cedencia de las vigas antes que en columnas. Los resultados del factor R, alcanzaron valores por debajo del valor de diseño, es decir que los modelos presentan mayor capacidad de resistencia que lo previsto en el diseño. Esta situación puede ser generada por sobrerresistencias ligadas al proceso de diseño como: aumento de secciones para obtener derivas lo mas cercana al límite impuesto en la norma; el cumplimiento de los requisitos del capítulo 18 de la norma COVENIN 1753:1987 en lo referente al chequeo de los momentos de columnas y vigas en los nodos y la aplicación del coeficiente sísmico mínimo de la norma COVENIN 1756:2001 en la determinación de la aceleración mínima.

La introducción de columnas cortas imprevistas en el diseño, generó diferentes efectos en el comportamiento de los modelos estudiados.

Columnas Cortas en nivel Planta Baja. La presencia de columnas cortas en el nivel de planta baja provocaron el colapso prematuro de los modelos, las estructuras no alcanzaron a disipar suficiente energía, produciéndose la falla frágil, el comportamiento viga débil-columna fuerte no se generó y la pérdida de capacidad de ductilidad es evidente, hasta 28% en el modelo 6NPB, con relación a la capacidad de ductilidad de los modelos regulares. En los modelos 12NPB y 18NPB la cedencia se inicia en la base de las columnas cortas, posteriormente se presentan rótulas en vigas hasta producirse el colapso por rotulación completa de las columnas cortas. La falla observada de los modelos, evidencia la influencia negativa de este tipo de irregularidad presente en la planta baja.

Columnas cortas en Planta Intermedia. Los resultados obtenidos del AENL evidencian una mayor capacidad de ductilidad las estructuras, siendo los modelos 6NPI y 12NPI, los de mayor incremento. Para el caso 6NPI se observa, en el

mecanismo de falla, la aparición de rótulas plásticas comenzando por la base de las columnas de planta baja, luego la se produce la cedencia en las vigas, mostrando un aceptable comportamiento viga débil-columna fuerte, posteriormente, en el proceso se van formando rótulas tanto en viga como en columnas hasta el momento de la falla. Si bien es cierto que las columnas cortas alcanzan la cedencia, este no es el mecanismo de falla dominante, la estructura se ha deformado mucho mas que el modelo regular 6NR. Estos resultados muestran que la presencia de columnas cortas en la planta intermedia tienden a mejorar el comportamiento de la estructura incrementando su capacidad de ductilidad en 71%. En el modelo 12NPI se observa un mejor comportamiento, en el mecanismo de falla la rotulación comienza por las vigas, y las columnas cortas no sufren prácticamente daño alguno, la capacidad de ductilidad se incrementa en 20%. Para el modelo 18NPI el comportamiento es muy similar a los anteriores pero con la salvedad de que el incremento de la capacidad de ductilidad es mas bajo, 5%. En este caso también se evidencia un mejor comportamiento en relación al modelo 18NR.

Columnas cortas en Planta Alta. Los resultados muestran influencias diferentes dependiendo de la altura del edificio. Para el modelo 6NPA, la presencia de columnas cortas en la planta alta, genera un incremento muy alto en la capacidad de ductilidad de la estructura, 1.9 veces la capacidad de ductilidad del modelo 6NR; mientras que para los modelos 12NPA y 18NPA casi no existe variación en el comportamiento de la estructura. Se observa entonces, que la presencia de columnas cortas en la planta alta de los edificios mas altos no tiene prácticamente influencia. En los gráficos presentados en las Figs. 4.20 y 4.21 se observa como varían la ductilidad y el factor R en función de la altura en que se ubiquen las columnas cortas.

Los resultados obtenidos permiten establecer que la presencia de columnas cortas en una edificación causan su mayor efecto cuando estas se ubican en la planta baja, generando falla frágil de las estructuras. Cuando estos elementos se

ubican en plantas intermedias o planta alta su efecto es a favor de la estructura, incrementando su capacidad de deformación.

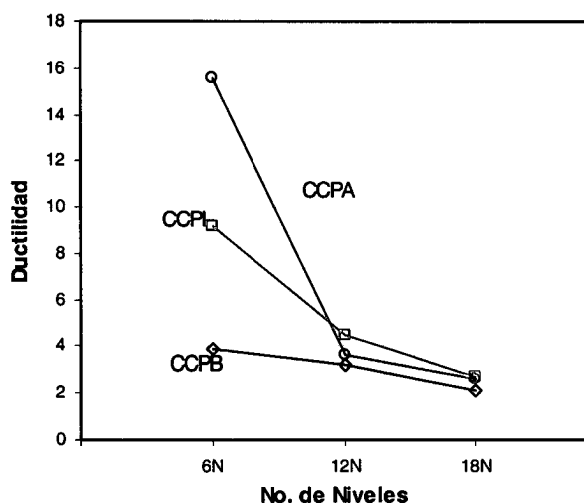


Fig. 4.20.- Variación Capacidad de Ductilidad.

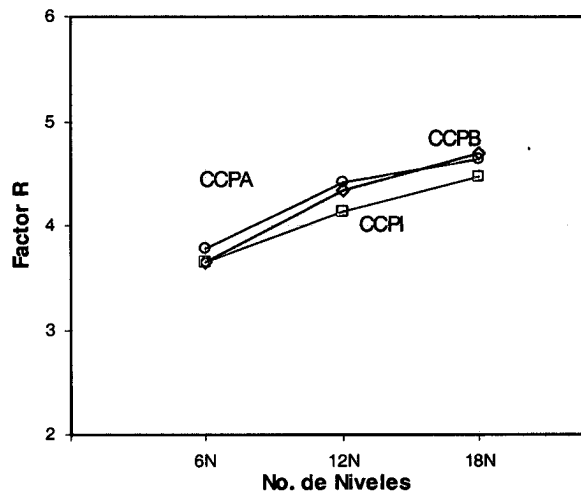


Fig. 4.21.- Variación Factor R.

4.3.- Resultados del Análisis Dinámico No Lineal.

Del análisis no lineal efectuado aplicando los tres registros de aceleraciones se obtienen las respuestas dinámicas que se presentan a continuación.

Modelos 6N. La respuesta dinámica de todos los modelos se evaluó con la aplicación de los tres sismos seleccionados, obteniéndose los siguientes resultados.

Modelo 6NR. El sismo Sinusoidal genera una demanda de ductilidad de 5.76, que agota la capacidad de ductilidad de la estructura (Tabla 4.2). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.22).

La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali (3.17 y 2.96) no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observa un ciclo que supera la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de

la curva de capacidad, que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.23 – 4.24).

Al analizar la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3) hasta un valor de 11.15 en el nivel planta baja. La deriva de piso alcanza un valor máximo de 0.032 mucho mayor que el valor máximo normativo de 0.018, los valores de corte basal y momento de piso son mayores que los de diseño. (Fig. 4.25). Para los sismos Landers y Mexicali se produce la mayor demanda de ductilidad en planta baja (5.86, 5.24). La deriva máxima registrada (0.0160 y 0.0157) no excede el valor normativo.

Modelo 6NPB. Este modelo con columnas cortas en la planta baja colapsa frente a la acción del sismo Sinusoidal. Este sismo genera una demanda de ductilidad de 4.68, sobrepasando la capacidad de ductilidad de la estructura (Tabla 4.2). Esta situación ocurre en el primer ciclo de carga, las columnas cortas se rotulan, es por ello que la demanda de ductilidad es menor que en el modelo 6NR (Fig. 4.22). La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali (2.84 y 2.76) no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. Al igual que en el modelo 6NR, en la curva histerética solo se ve un ciclo del sismo Landers que supera la curva de capacidad, el sismo de Mexicali se mantiene dentro de la curva (Figs. 4.23 – 4.24).

Analizando la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2) hasta un valor de 7.3 en el nivel planta baja. En este caso la deriva de piso en planta baja no alcanza el valor 0.018, debido a la falla temprana de las columnas cortas que no permiten el desarrollo de ductilidad; sin embargo en los pisos superiores se excede el valor normativo hasta un valor máximo de 0.0275 en el nivel 3. En este caso el cortante de piso muestra un valor mayor (318.9 ton) en el nivel de las columnas cortas que en el nivel inferior (309.6 ton). Los sismos Landers y Mexicali

poco afectan a la estructura, lo mas preponderante es la deriva de piso que alcanza valores de 0.0164 y 0.0149 respectivamente en el nivel 3 (Fig. 4.26).

Modelo 6PI. En este modelo se observa que los ciclos histeréticos generados por el sismo Sinusoidal se presentan mas estables (Fig. 4.22), el primer ciclo excede la curva de capacidad en fuerza pero no en desplazamiento, por lo que la estructura no alcanza a desarrollar su capacidad total de ductilidad, sin embargo la demanda de ductilidad alcanza el valor 4.81 (Tabla 4.2). Para este modelo los ciclos histeréticos de los sismos Landers y Mexicali se mantienen aproximadamente enmarcados en la curva de capacidad de la estructura (Figs. 4.23–4.24). Los valores de demanda de ductilidad alcanzan 3.09 y 2.89 respectivamente. En el análisis por nivel se puede determinar que las mayores ductilidades se presentan en los niveles por debajo del nivel de columnas cortas. El sismo Sinusoidal origina una demanda de ductilidad máxima en planta baja de 11.23, Landers 6.96 y Mexicali 6.15 (Fig. 4.27). En el perfil de deriva de piso se observa una situación interesante, por debajo del nivel de columnas cortas se excede la deriva normativa para los sismos Sinusoidal y Landers, mientras que los niveles superiores a este presentan unos valores de deriva muy pequeños. La columna corta actúa en este caso como un rigidizador de la estructura para los niveles superiores. Las fuerzas de corte en el nivel de columna corta no presenta ningún incremento.

Modelo 6NPA. Para este modelo, el análisis dinámico con el sismo sinusoidal muestra ciclos histeréticos estables, aunque el primer ciclo excede la curva de capacidad en fuerzas, no lo hace en desplazamientos. Los ciclos histeréticos de Landers y Mexicali se mantienen enmarcados en la curva de capacidad (Figs. 4.22 – 4.24). El sismo Sinusoidal genera una demanda de ductilidad mayor a la de diseño, pero sin alcanzar a la máxima capacidad de la estructura; mientras que los sismos Landers y Mexicali generan una demanda de ductilidad baja (Tabla 4.2).

En el análisis por nivel se observa una similitud en la línea de comportamiento con el modelo 6NR, con la diferencia en el ultimo nivel donde las columnas cortas

nuevamente restringen la deriva de piso y la demanda de ductilidad del nivel (Fig. 4.28)

Modelo	Ductilidad			
	Capacidad	Demanda		
	Pushover	Sinusoidal	Landers	Mexicali
6NR	5.38	5.76	3.17	2.96
6NPB	3.85	4.68	2.84	2.76
6NPI	9.20	4.81	3.09	2.89
6NPA	15.52	5.45	3.07	2.84

Tabla 4.2. Capacidad y Demandas de ductilidad. Modelos 6N.

Modelos 12N. La respuesta dinámica de todos los modelos se evaluó con la aplicación de los tres sismos seleccionados.

Modelo 12NR. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 6.81, agota la capacidad de ductilidad de la estructura (Tabla 4.3). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.29).

La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali 2.59 y 1.77 no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observan ciclos que superan la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de la curva de capacidad, que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.30 – 4.31).

Al analizar la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4,5,6) hasta un valor de 26.30 en el nivel planta baja. La deriva de piso alcanza un valor máximo de 0.046 en el nivel 3, mucho mayor que el valor máximo normativo de 0.018, los valores de corte basal y momento de piso son mayores que los de diseño. (Fig. 4.32). Para los sismos Landers y Mexicali se produce la mayor demanda de ductilidad en planta baja (4.44, 3.67), sin embargo es importante resaltar que el sismo Landers demanda ductilidades importantes en los pisos superiores 10 y 11.

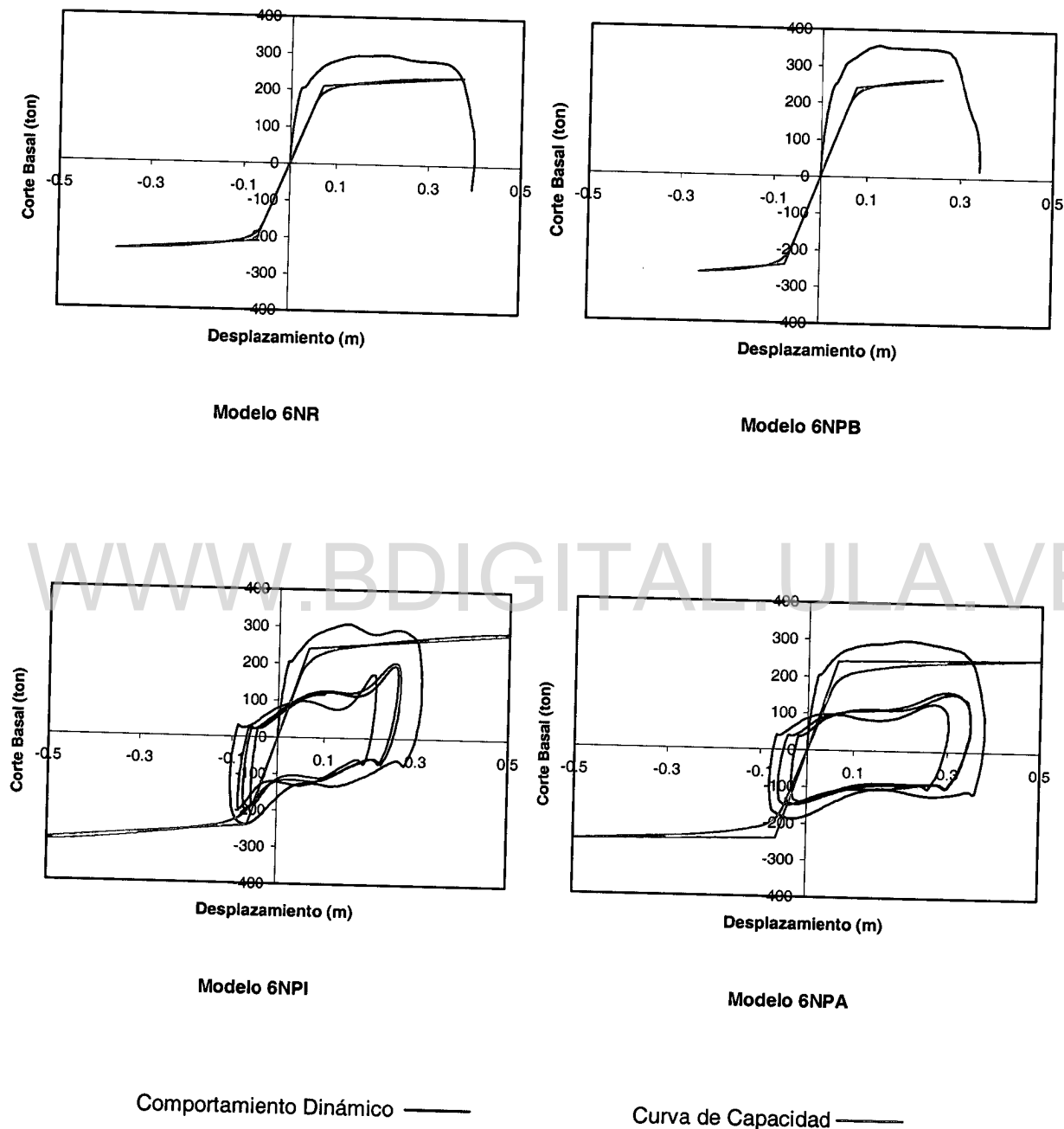
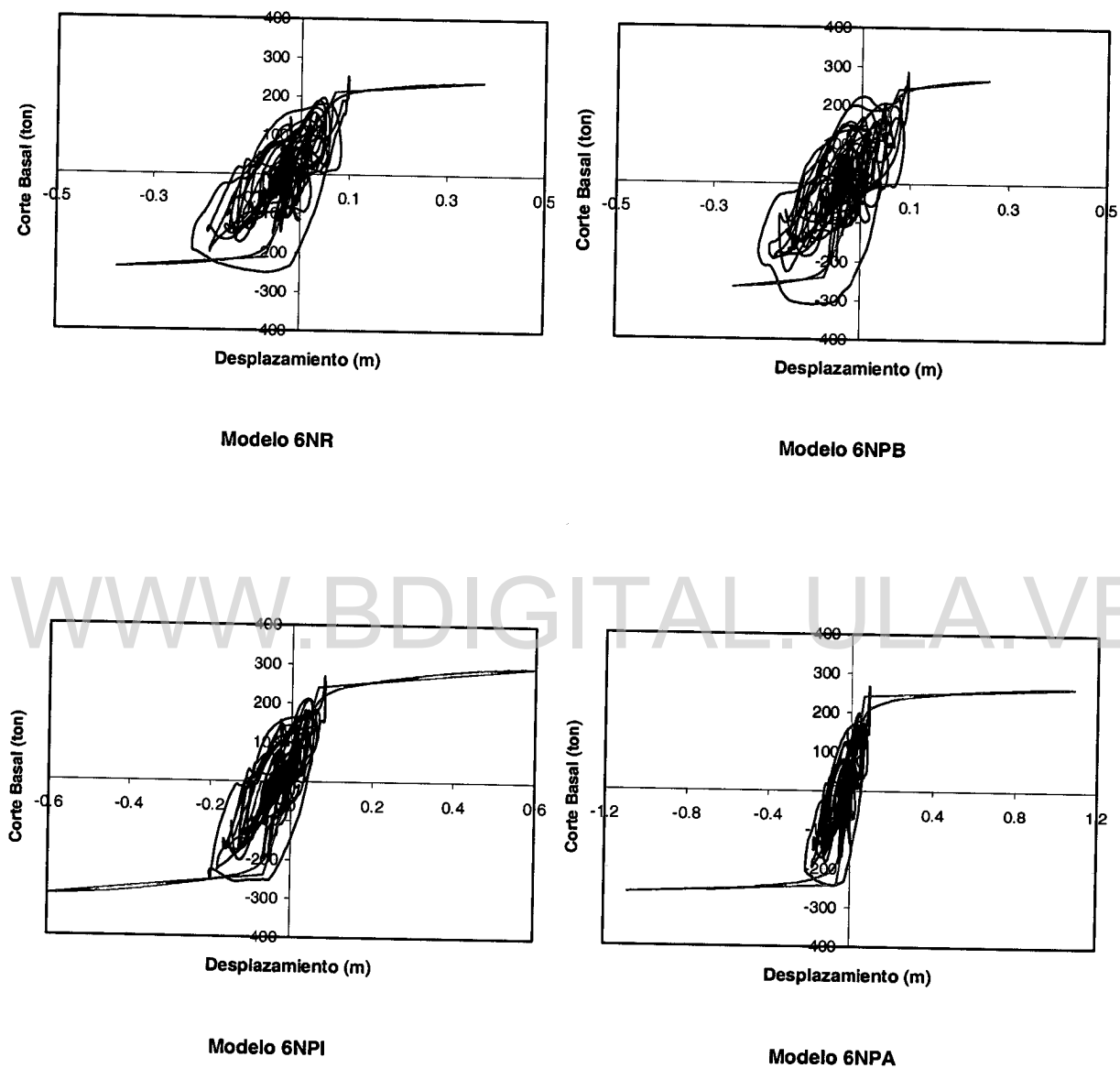


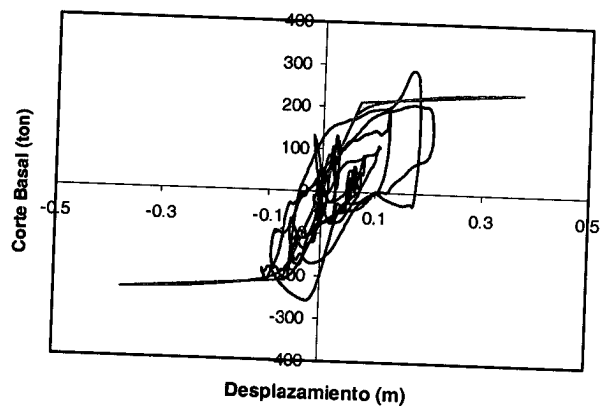
Fig. 4.22.- Curvas Corte Basal – Desplazamiento. Modelos 6N – Sismo Sinusoidal.



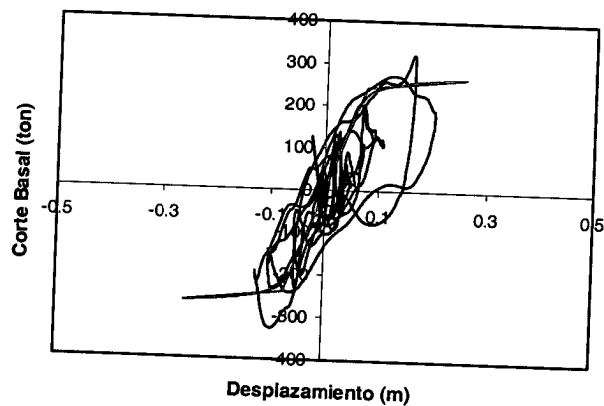
Comportamiento Dinámico ———

Curva de Capacidad ———

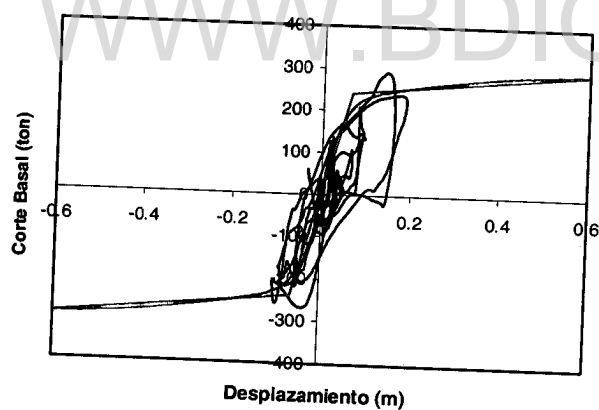
Fig. 4.23.- Curvas Corte Basal – Desplazamiento. Modelos 6N – Sismo Landers.



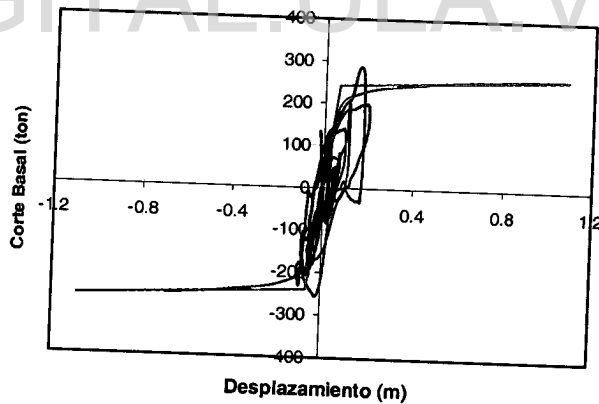
Modelo 6NR



Modelo 6NPB



Modelo 6NPI



Modelo 6NPA

Comportamiento Dinámico ———

Curva de Capacidad ———

Fig. 4.24.- Curvas Corte Basal – Desplazamiento. Modelos 6N – Sismo Mexicali.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

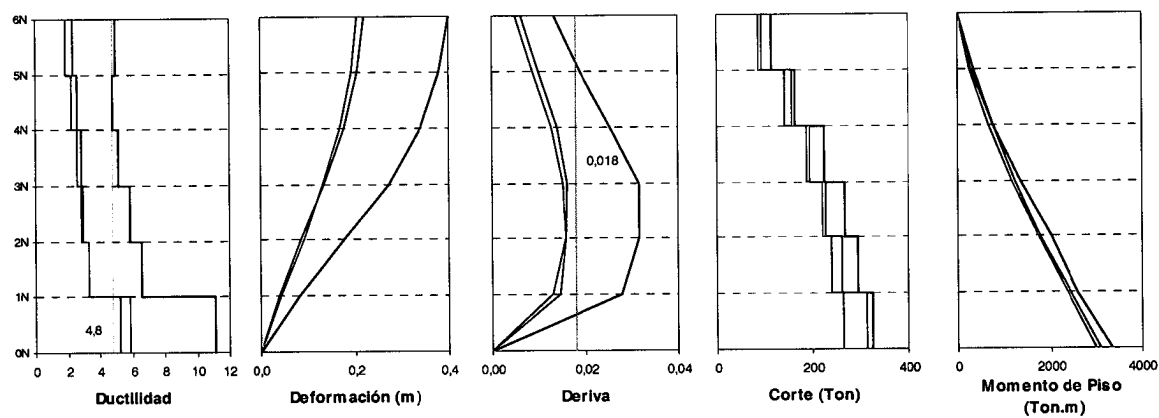


Fig. 4.25.- Comportamiento Dinámico Modelo 6NR.

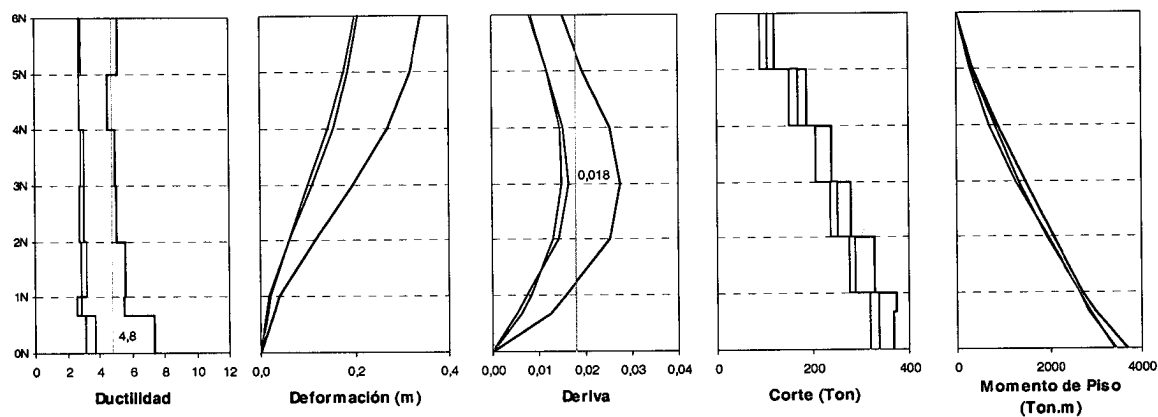


Fig. 4.26.- Comportamiento Dinámico Modelo 6NPB.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

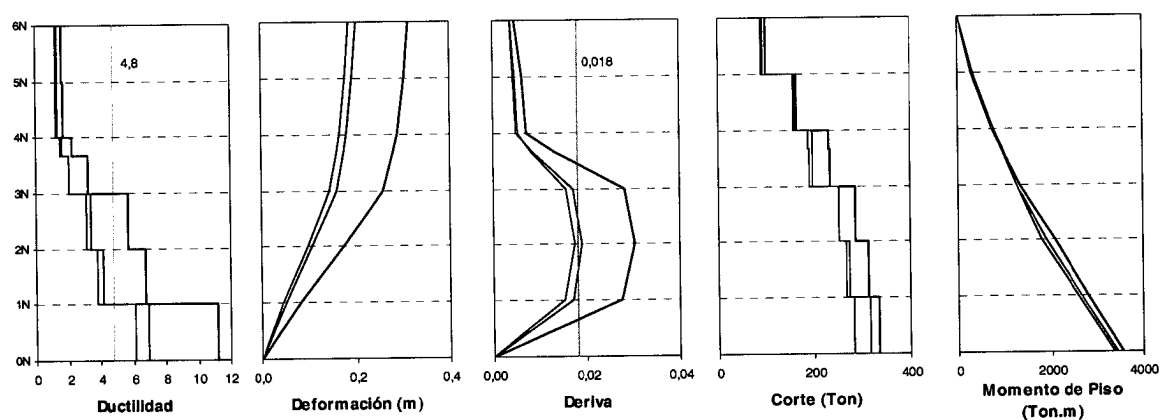


Fig. 4.27.- Comportamiento Dinámico Modelo 6NPI.

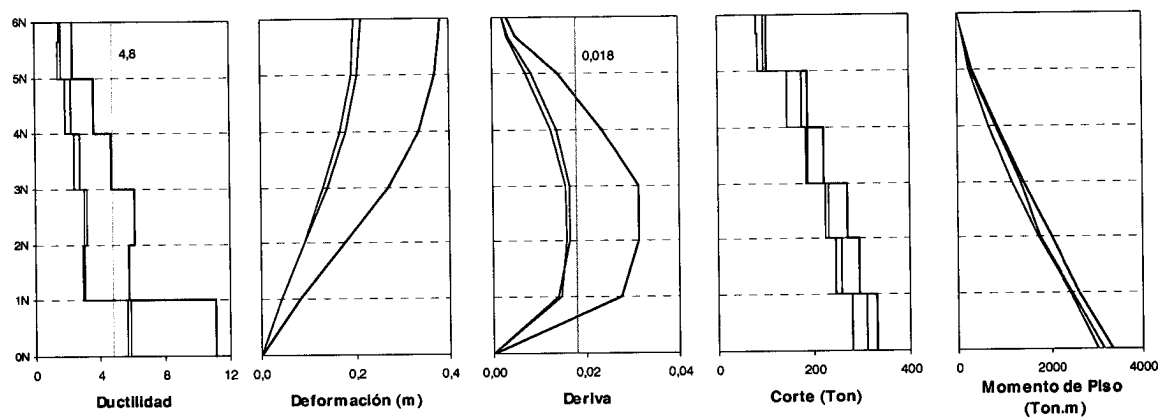


Fig. 4.28.- Comportamiento Dinámico Modelo 6NPA.

La deriva máxima registrada para el sismo Landers es de 0.0144 en el nivel 9, y para el Mexicali es de 0.009, valores que no exceden el valor normativo. Se observa que el sismo Landers afecta mas a la estructura en los niveles superiores.

Modelo 12NPB. Este modelo con columnas cortas en la planta baja colapsa frente a la acción del sismo Sinusoidal. Este sismo genera una demanda de ductilidad de 3.33, sobrepasando la capacidad de ductilidad de la estructura (Tabla 4.3). A pesar que la demanda de ductilidad no excede el valor de diseño la estructura colapsa por la falla de las columnas cortas. Esta situación ocurre en el primer ciclo de carga, las columnas cortas se rotulan, es por ello que la demanda de ductilidad es menor que en el modelo 12NR (Fig. 4.29). La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali (2.52 y 1.75) no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. Al igual que en el modelo 12NR, en la curva histerética se observan algunos ciclos del sismo Landers que superan la curva de capacidad, el sismo de Mexicali se mantiene dentro de la curva (Figs. 4.30 – 4.31).

Analizando la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4) hasta un valor de 12.59 en la planta baja a nivel de las columnas cortas. En este caso la deriva de piso en planta baja no alcanza el valor 0.018, debido a la falla temprana de las columnas cortas que no permiten el desarrollo de ductilidad; sin embargo en los pisos superiores se excede el valor normativo hasta un valor máximo de 0.0211 en el nivel 2. En este caso el cortante de piso muestra un valor mayor (589.6 ton) en el nivel de las columnas cortas que en el nivel inferior (553.6 ton). Los sismos Landers y Mexicali poco afectan a la estructura, lo mas resaltante es la deriva de piso que alcanza un valor de 0.01534 en el nivel 9 para el sismo Landers (Fig. 4.33).

Modelo 12PI. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 6.44, agota la capacidad de ductilidad de la estructura de 4.43 (Tabla 4.3). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la

estructura colapsa (Fig. 4.29).

La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali 2.38 y 1.81 no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observan ciclos que superan la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de la curva de capacidad, que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.30 – 4.31).

En el análisis por nivel se puede determinar que las mayores ductilidades se presentan en los niveles por debajo del nivel de columnas cortas. El sismo Sinusoidal origina una demanda de ductilidad máxima en planta baja de 25.91, Landers 5.85 y Mexicali 5.10 (Fig. 4.34). En el perfil de deriva de piso se observa la misma situación que en el modelo 6NPI, por debajo del nivel de columnas cortas se excede la deriva normativa para el sismo Sinusoidal, mientras que los niveles superiores a este presentan unos valores de deriva muy pequeños. La columna corta actúa en este caso como un rigidizador de la estructura para los niveles superiores. Las fuerzas de corte en el nivel de columna corta no presenta ningún incremento. Los sismos Landers y Mexicali generan fuerzas de corte mayores que el sismo Sinusoidal para los niveles superiores (5-12), igual situación se observa con los momentos de piso.

Modelo 12NPA. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 6.87, agota la capacidad de ductilidad de la estructura de 3.61 (Tabla 4.3). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.29).

La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali 2.54 y 1.78 no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observan ciclos que superan la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de

la curva de capacidad, que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.30 – 4.31).

Al analizar la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4,5,6) hasta un valor de 26.87 en el nivel planta baja. La deriva de piso alcanza un valor máximo de 0.046 en el nivel 3, mucho mayor que el valor máximo normativo de 0.018, los valores de corte basal y momento de piso son mayores que los de diseño. (Fig. 4.35). Para el sismos Landers y Mexicali se produce la mayor demanda de ductilidad en planta baja (4.91, 3.74), sin embargo es importante resaltar que el sismo Landers demanda ductilidades importantes en los pisos superiores 10 y 11. En general el comportamiento de este modelo es muy similar al modelo 12NR.

Modelo	Ductilidad			
	Capacidad	Demanda		
	Pushover	Sinusoidal	Landers	Mexicali
12NR	3.70	6.81	2.59	1.77
12NPB	3.18	3.33	2.58	1.75
12NPI	4.43	6.44	2.38	1.81
12NPA	3.61	6.87	2.54	1.78

Tabla 4.3.- Capacidad y Demandas de ductilidad. Modelos 12N

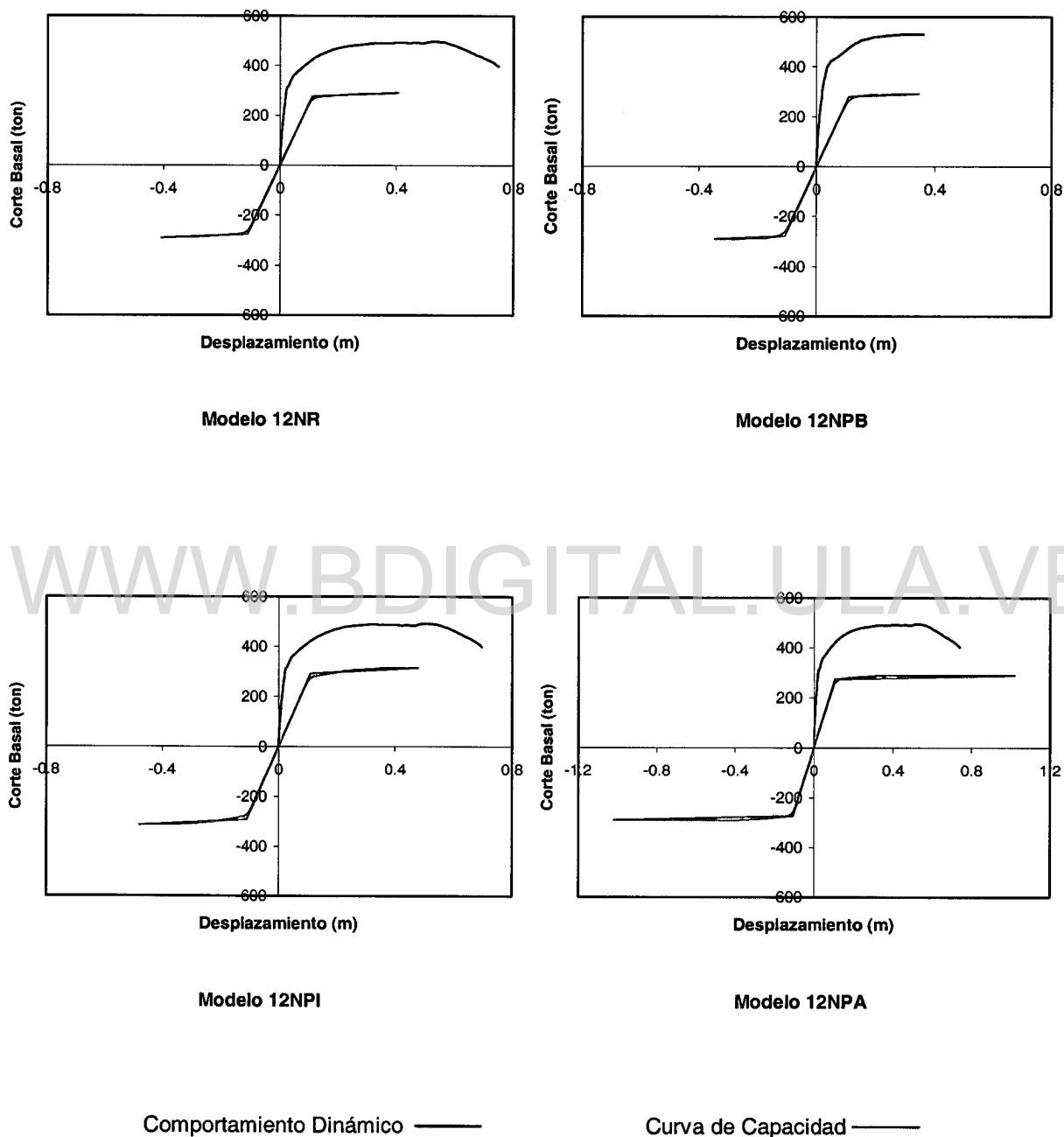


Fig. 4.29.- Curvas Corte Basal - Desplazamiento Modelos. 12N – Sismo Sinusoidal.

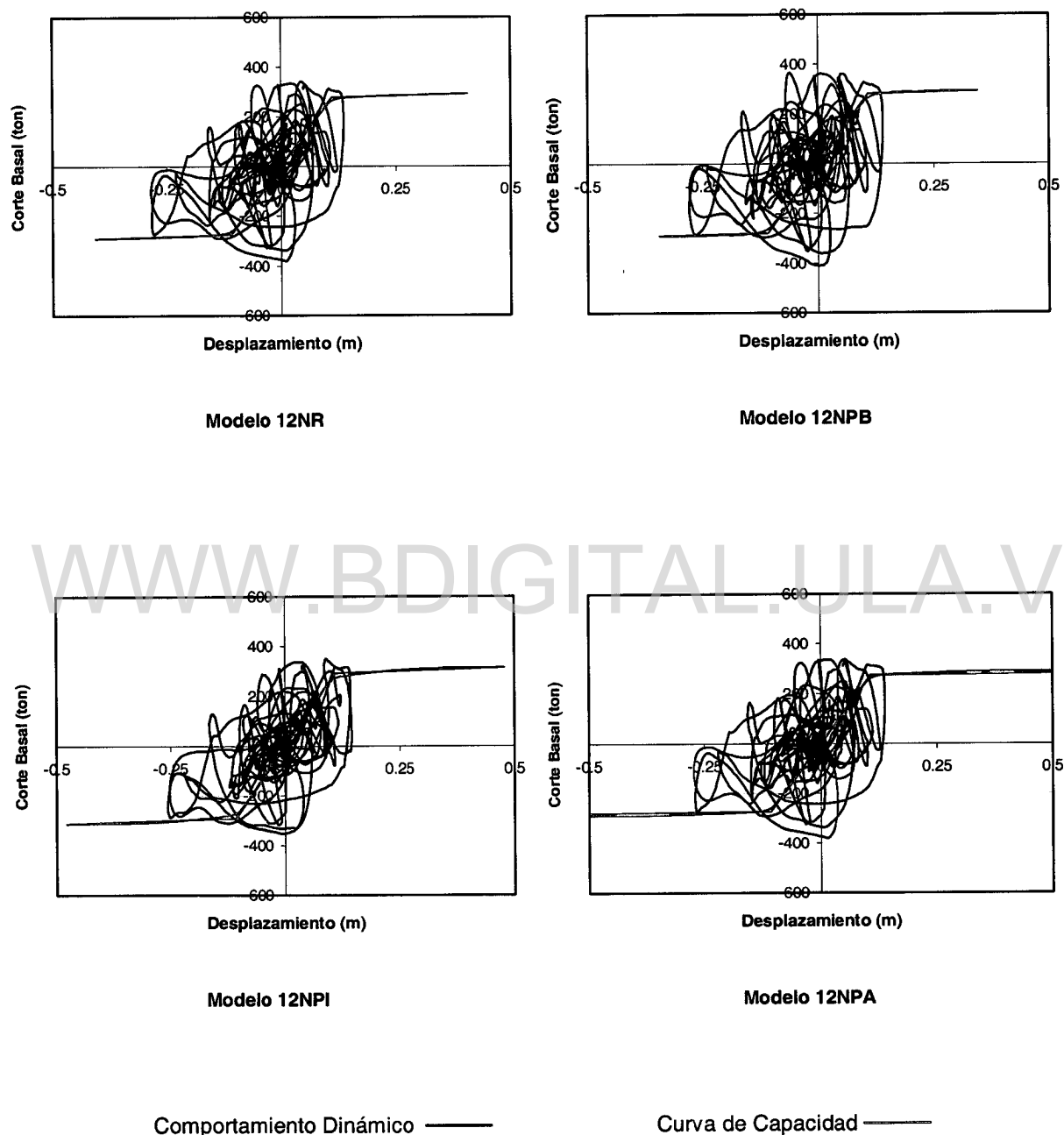


Fig. 4.30.- Curvas Corte Basal - Desplazamiento Modelos. 12N – Sismo Landers.

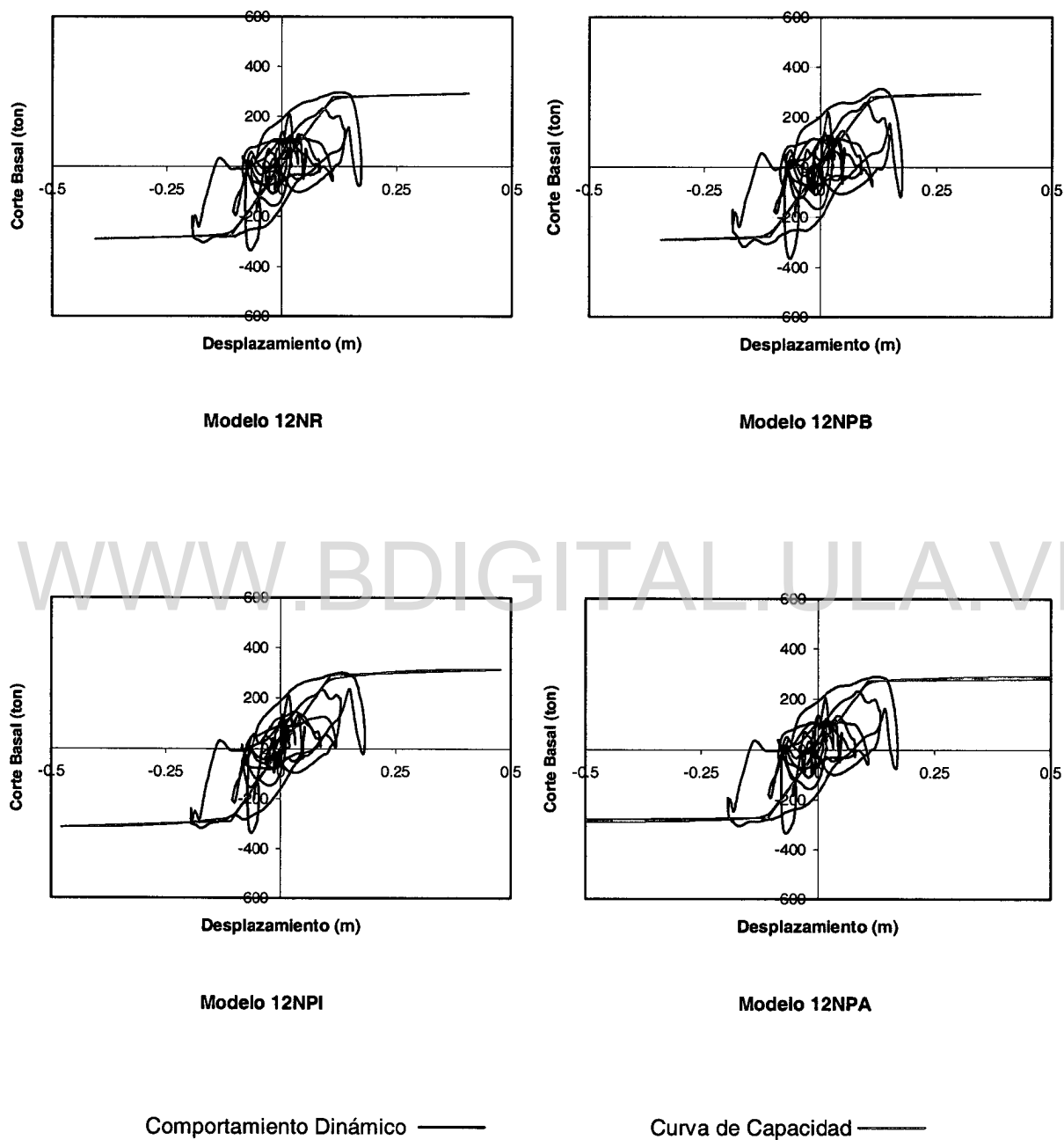


Fig. 4.31.- Curvas Corte Basal - Desplazamiento Modelos. 12N – Sismo Mexicali.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

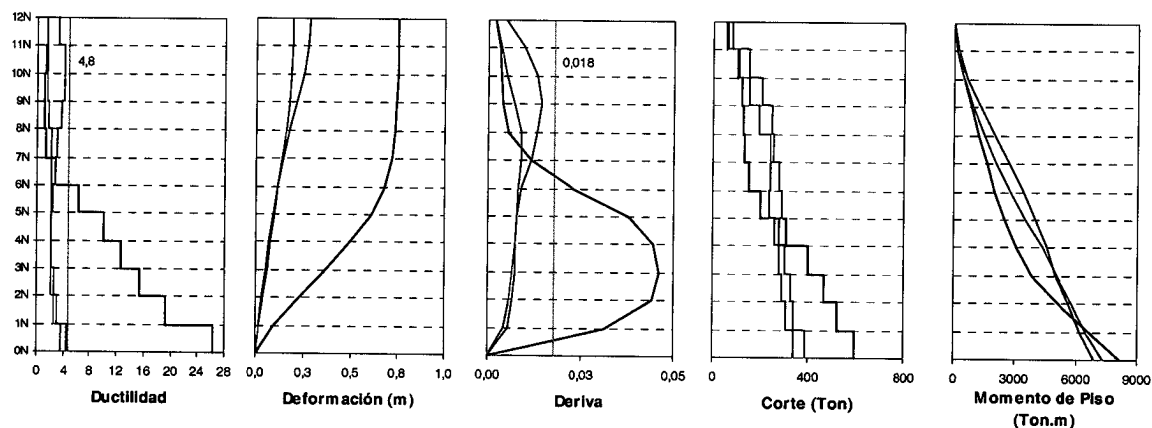


Fig. 4.32.- Comportamiento Dinámico Modelo 12NR.

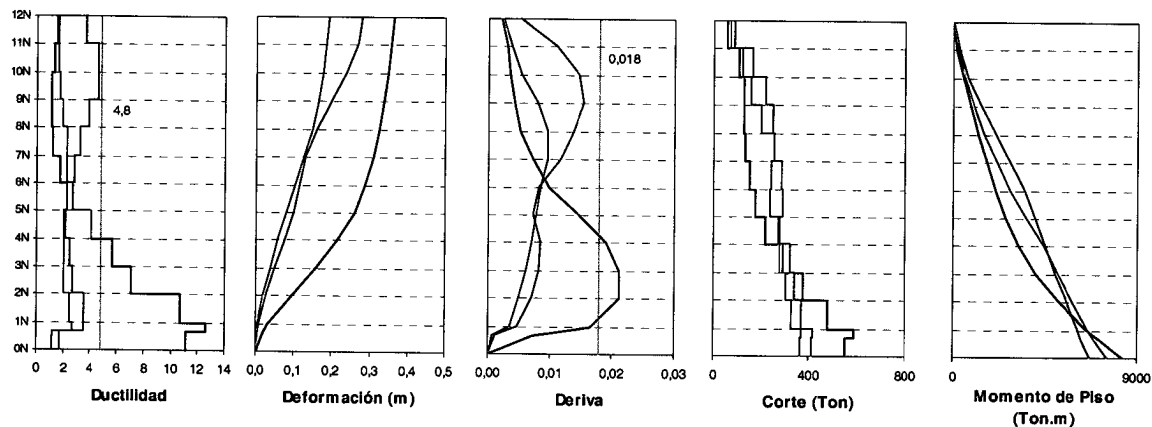


Fig. 4.33.- Comportamiento Dinámico Modelo 12NPB.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

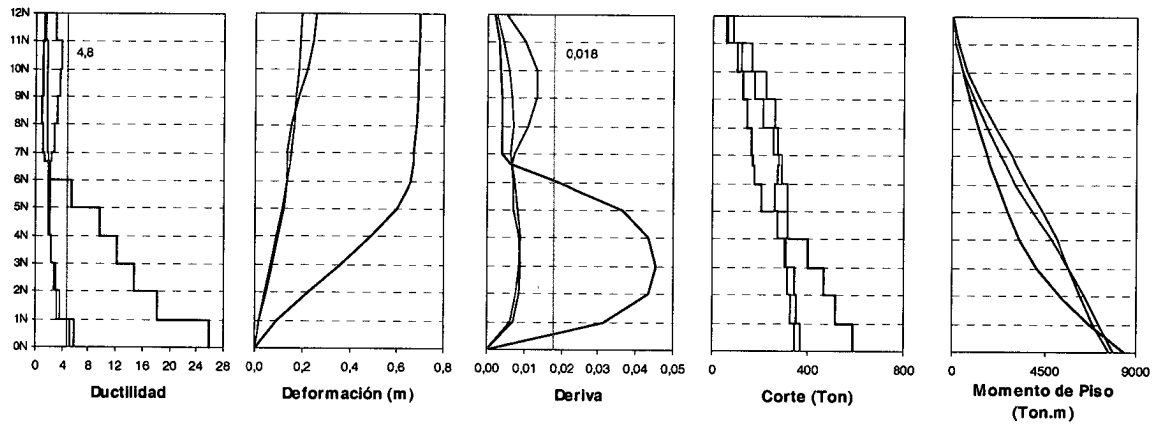


Fig. 4.34.- Comportamiento Dinámico Modelo 12NPI.

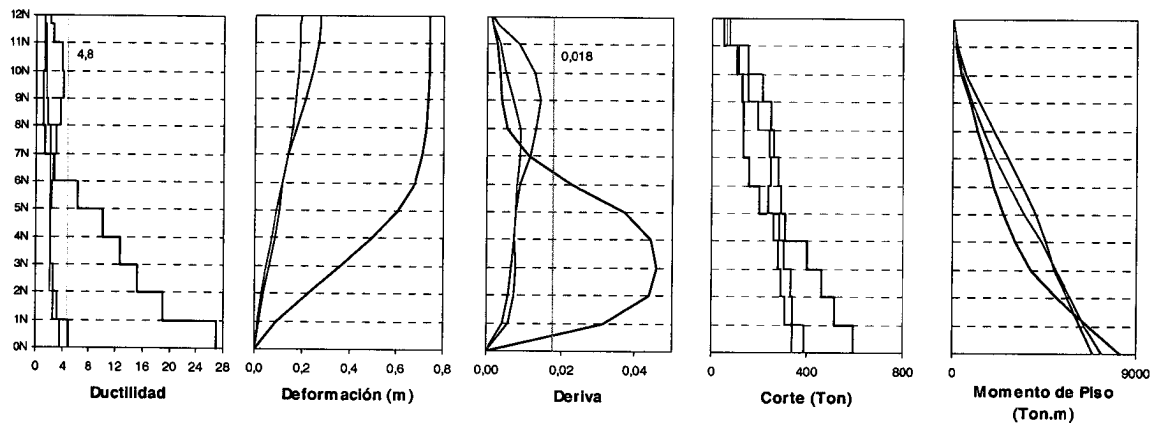


Fig. 4.35.- Comportamiento Dinámico Modelo 12NPA.

Modelo 18NR. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 5.08, agota la capacidad de ductilidad de la estructura de 2.59 (Tabla 4.4). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.36).

La demanda de ductilidad del Landers de 2.60 alcanza la capacidad de la estructura, mientras que el sismo Mexicali demanda un valor de 1.70 que no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de los sismos Landers y Mexicali los ciclos que mantienen dentro de la curva pushover, lo que manifiesta que la estructura no está exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.37 – 4.38).

Al analizar la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4,5,7) hasta un valor de 25.01 en el nivel planta baja. La deriva de piso alcanza un valor máximo de 0.0352 en el nivel 3, mucho mayor que el valor máximo normativo de 0.018, los valores de corte basal y momento de piso son mayores que los de diseño. (Fig. 4.39). Para el sismo Landers se produce la mayor demanda de ductilidad en la planta baja (4.48) y para Mexicali se produce en el nivel 8 (2.41). La deriva máxima registrada para el sismo Landers es de 0.0164 en el nivel 14, y para el Mexicali es de 0.0081, valores que no exceden el valor normativo. Se observa que el sismo Landers afecta más a la estructura en los niveles superiores.

Modelo 18NPB. Este modelo con columnas cortas en la planta baja colapsa frente a la acción del sismo Sinusoidal. Este sismo genera una falla tan prematura que no permite que la estructura disipe energía por deformación. A pesar que la demanda de ductilidad no excede el valor de diseño la estructura colapsa por la falla de las columnas cortas, esta situación ocurre en el primer ciclo de carga, las columnas cortas se rotulan, es por ello que la demanda de ductilidad es muy baja (Fig. 4.36). La demanda de ductilidad del Landers de 2.69 alcanza a superar la capacidad de la estructura, mientras que el sismo Mexicali demanda un valor bajo

de 1.77 que no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. Al igual que en el modelo 18NR, en la curva histerética se observan algunos ciclos del sismo Landers que superan la curva de capacidad, el sismo de Mexicali se mantiene dentro de la curva (Figs. 4.37 – 4.38). En la Fig. 4.43 se muestra el mecanismo de falla de este modelo.

Analizando la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4) hasta un valor de 4.47 en la planta baja a nivel de las columnas cortas. En este caso la deriva de piso en planta baja no alcanza el valor 0.018, debido a la falla temprana de las columnas cortas que no permiten el desarrollo de ductilidad; los pisos superiores prácticamente ni se deforman. En este caso el cortante de piso muestra un valor mayor (771.7 ton) en el nivel de las columnas cortas que en el nivel inferior (761.9 ton). EL sismo Landers genera una demanda de ductilidad de 4.68 en el piso 15 y una deriva de piso de 0.0169 en el piso 14, este sismo genera efectos sobre la estructura cercanos a los valores normativos. El sismo Mexicali poco afecta a la estructura (Fig. 4.40).

Modelo 18PI. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 5.04, agota la capacidad de ductilidad de la estructura de 2.71 (Tabla 4.4). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.36).

La demanda de ductilidad de los sismos Landers y Mexicali 2.54 y 1.75 no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observan ciclos que superan levemente la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de la curva de capacidad, lo que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.37 – 4.38).

En el análisis por nivel se puede determinar que las mayores ductilidades se

presentan, para el sismo sinusoidal, en los niveles por debajo del nivel de columnas cortas. Este sismo origina una demanda de ductilidad máxima en planta baja de 25.08, Landers 4.99 y Mexicali 3.53 (Fig. 4.41). En el perfil de deriva de piso se observa la misma situación que en el modelo 12PI, por debajo del nivel de columnas cortas se excede la deriva normativa, para el sismo Sinusoidal con un valor de 0.0351 en el nivel 3, mientras que los niveles superiores a este presentan unos valores de deriva muy pequeños. La columna corta actúa en este caso como un rigidizador de la estructura para los niveles superiores. Las fuerzas de corte en el nivel de columna corta no presenta ningún incremento. Los sismos Landers y Mexicali generan fuerzas de corte mayores que el sismo Sinusoidal para los niveles superiores (5-17), igual situación se observa con los momentos de piso.

Modelo 18NPA. El sismo Sinusoidal genera una alta demanda de ductilidad de 5.21, agota la capacidad de ductilidad de la estructura de 3.61 (Tabla 4.4). La curva dinámica V-D en el primer lazo sobrepasa la curva de capacidad y la estructura colapsa (Fig. 4.36).

La demanda de ductilidad del sismo Mexicali, 1.74, no alcanza la capacidad de ductilidad de la estructura; el sismo de Landers genera una demanda de ductilidad de 2.63, justo la capacidad de la estructura. En la curva histerética de Landers se observan ciclos que superan la curva pushover en fuerza mas no en desplazamiento. En el caso del sismo Mexicali, los ciclos se mantienen dentro de la curva de capacidad, lo que manifiesta que la estructura no esta exigida por lo cual no hay gran disipación de energía (Figs. 4.37 – 4.38).

Al analizar la estructura por niveles se puede observar que el sismo Sinusoidal exige la mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores (1,2,3,4,5,6,7) hasta un valor de 25.25 en el nivel planta baja. La deriva de piso alcanza un valor máximo de 0.0352 en el nivel 3, mucho mayor que el valor máximo normativo de 0.018, los valores de corte basal y momento de piso son mayores que los de diseño. (Fig. 4.35). Para el sismo Landers se produce la mayor demanda de

ductilidad en planta baja, 4.63, sin embargo es importante resaltar que el sismo Landers demanda ductilidades importantes en los pisos superiores 14 y 15. El sismo Mexicali demanda un valor de ductilidad máximo en el nivel 8. En los niveles superiores las fuerzas de corte y momentos de piso, presentan valores mayores para los sismos Landers y Mexicali. En general la línea del comportamiento de este modelo es muy similar al modelo 18NR.

Modelo	Ductilidad			
	Capacidad	Demanda		
	Pushover	Sinusoidal	Landers	Mexicali
18NR	2.59	5.08	2.60	1.70
18NPB	2.12	0.97	2.69	1.77
18NPI	2.71	5.04	2.54	1.75
18NPA	2.62	5.21	2.63	1.74

Tabla 4.4.- Capacidad y Demandas de ductilidad. Modelos 18N

Como comentario final se puede notar que el sismo Sinusoidal exige fuertemente todas las estructuras estudiadas, mientras que el sismo Landers exige demandas importantes a las estructuras mas altas, los modelos 18N.

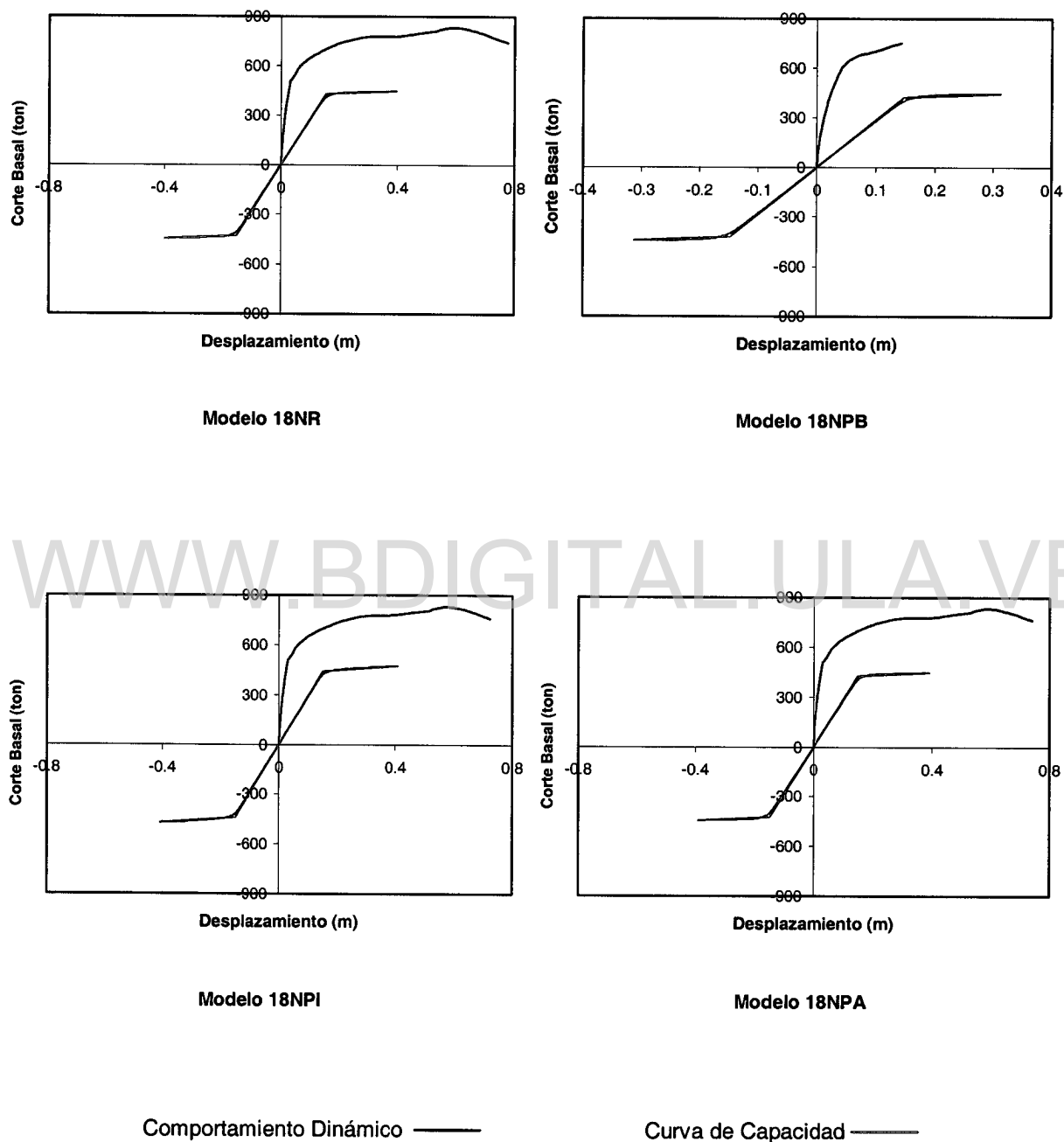


Fig. 4.36.- Curvas Corte Basal – Desplazamiento. Modelos 18N – Sismo Sinusoidal.

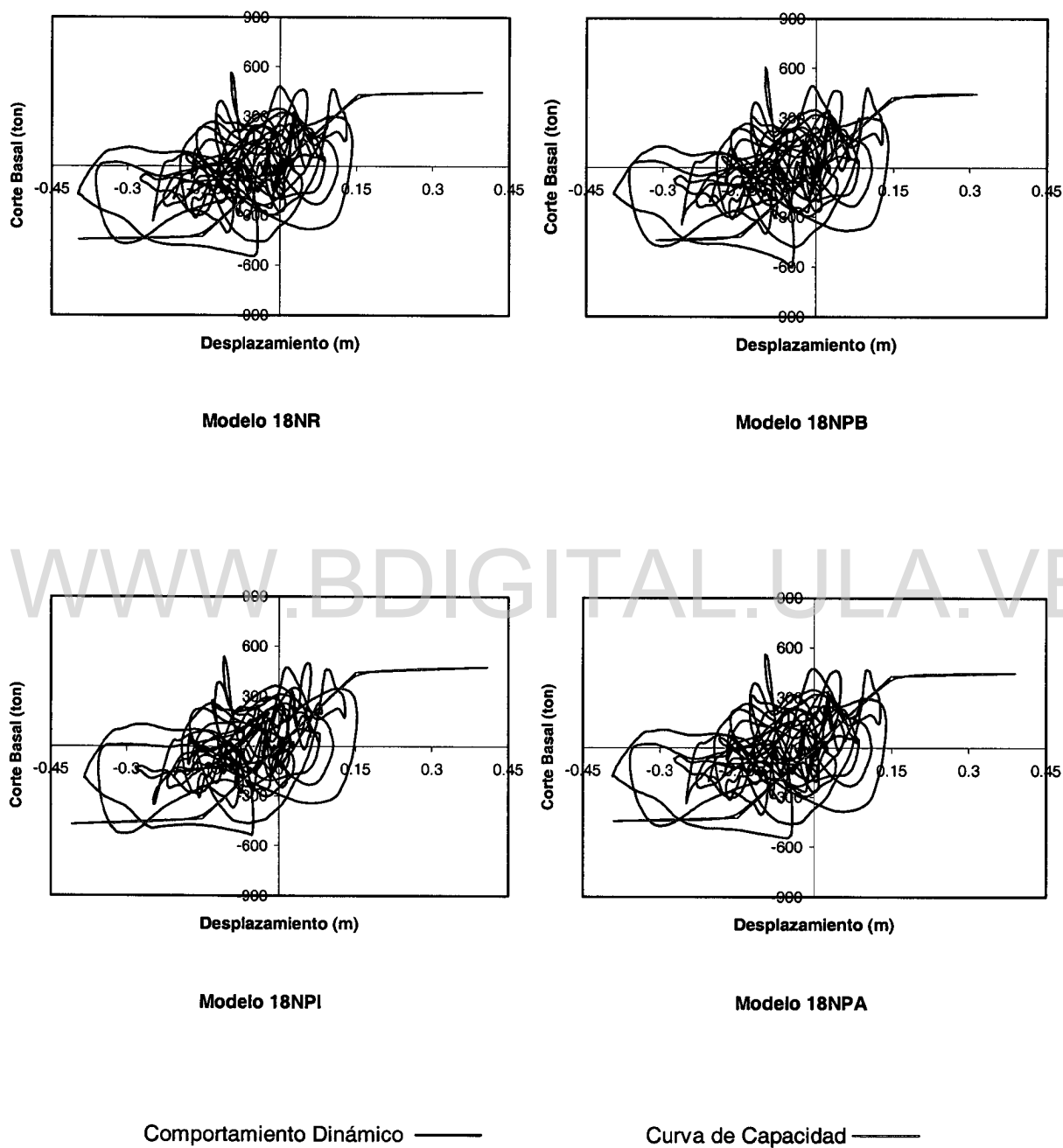


Fig. 4.37.- Curvas Corte Basal - Desplazamiento Modelos 18N – Sismo Landers.

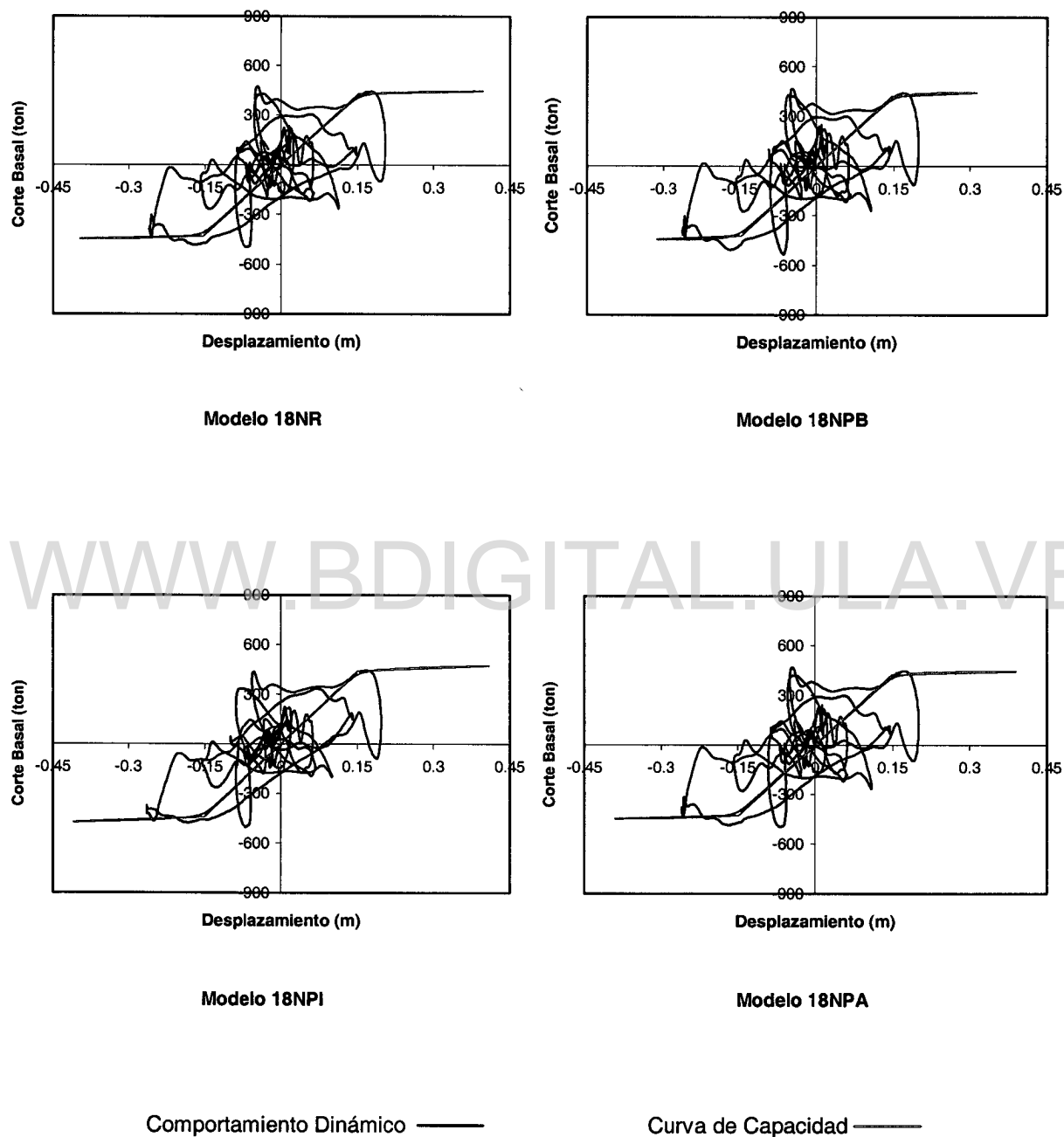


Fig. 4.38.- Curvas Corte Basal - Desplazamiento Modelos 18N – Sismo Mexicali.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

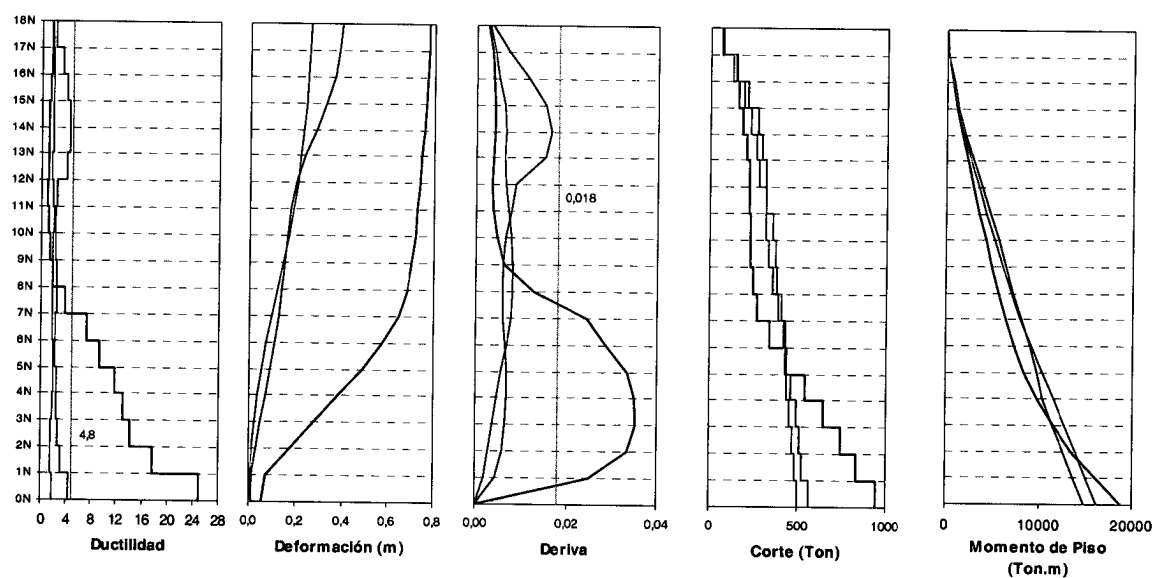


Fig. 4.39.- Comportamiento Dinámico Modelo 18NR.

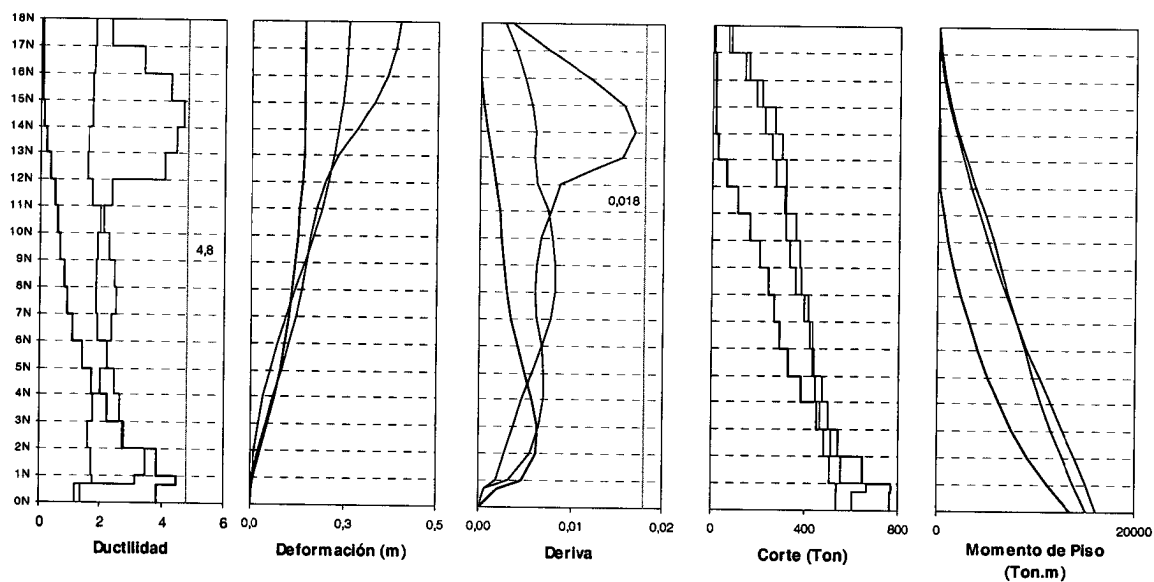


Fig. 4.40.- Comportamiento Dinámico Modelo 18NPB.

Sismo Sinusoidal — Sismo Landers — Sismo Mexicali — Valor de Diseño —

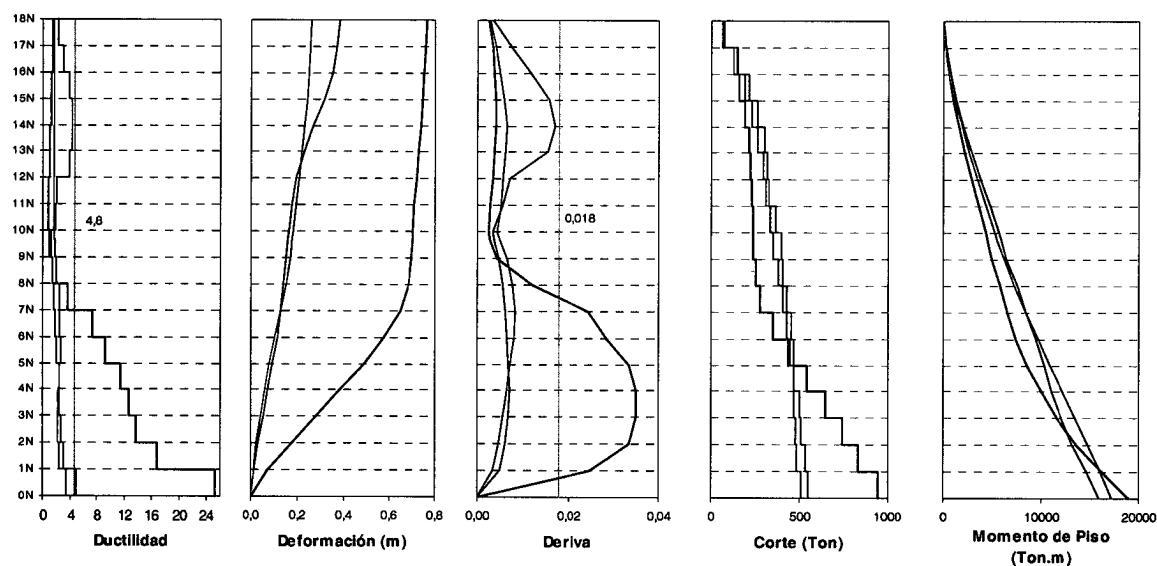


Fig. 4.41.- Comportamiento Dinámico Modelo 18NPI.

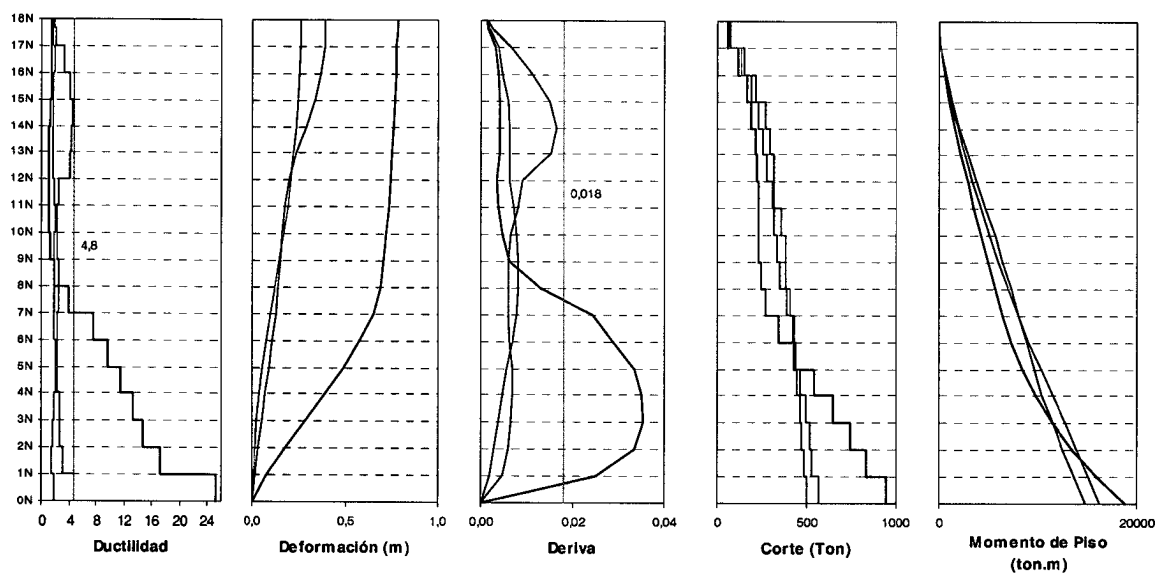
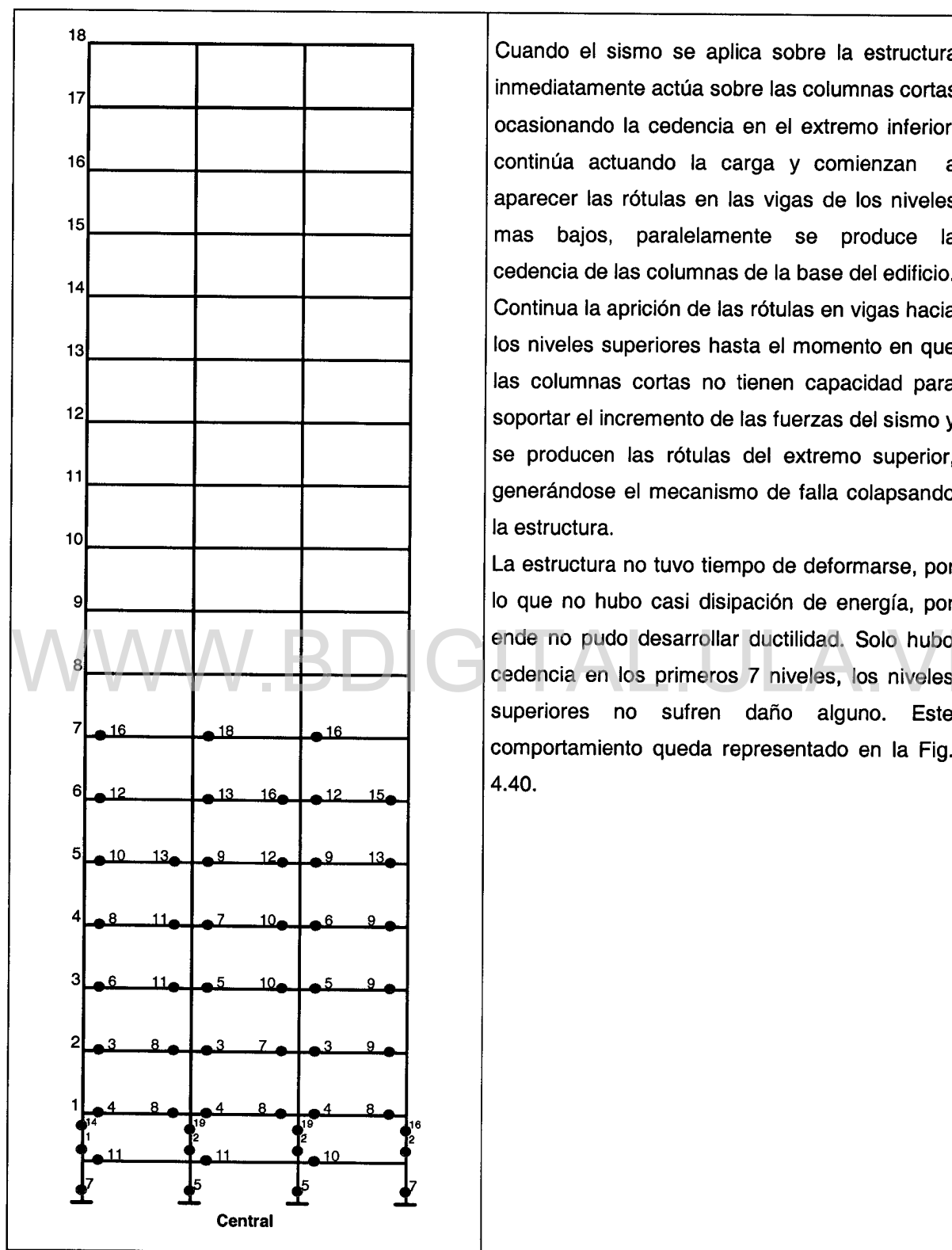


Fig. 4.42.- Comportamiento Dinámico Modelo 18NPA.



Cuando el sismo se aplica sobre la estructura inmediatamente actúa sobre las columnas cortas ocasionando la cedencia en el extremo inferior, continúa actuando la carga y comienzan a aparecer las rótulas en las vigas de los niveles mas bajos, paralelamente se produce la cedencia de las columnas de la base del edificio. Continúa la aparición de las rótulas en vigas hacia los niveles superiores hasta el momento en que las columnas cortas no tienen capacidad para soportar el incremento de las fuerzas del sismo y se producen las rótulas del extremo superior, generándose el mecanismo de falla colapsando la estructura.

La estructura no tuvo tiempo de deformarse, por lo que no hubo casi disipación de energía, por ende no pudo desarrollar ductilidad. Solo hubo cedencia en los primeros 7 niveles, los niveles superiores no sufren daño alguno. Este comportamiento queda representado en la Fig. 4.40.

Fig. 4.43.- Mecanismo de falla del modelo 18NPB. Sismo Sinusoidal

4.4.- Ajuste del factor de respuesta R.

De los análisis realizados se obtuvieron los valores de capacidad y demandas de ductilidad, así como también los factores de respuesta R, los cuales se presentan en la Tabla 4.5.

Modelo	$\mu_{pushover}$	$\mu_{Sinusoide}$	$\mu_{Landers}$	$\mu_{Mexicali}$	$R_{pushover}$	$R_{Sinusoide}$	$R_{Landers}$	$R_{Mexicali}$
6NPB	3,85	4,68	2,84	2,76	3,64	5,85	3,55	3,45
6NPI	9,20	4,81	3,09	2,89	3,65	6,01	3,86	3,61
6NPA	15,52	5,45	3,07	2,84	3,78	6,81	3,84	3,55
12NPB	3,18	3,33	2,58	1,75	4,33	4,16	3,23	2,19
12NPI	4,43	6,44	2,38	1,81	4,13	8,05	2,98	2,26
12NPA	3,61	6,87	2,54	1,78	4,40	8,59	3,18	2,23
18NPB	2,12	0,97	2,69	1,77	4,69	1,21	3,36	2,21
18NPI	2,71	5,04	2,54	1,75	4,46	6,30	3,18	2,19
18NPA	2,62	5,21	2,63	1,74	4,64	6,51	3,29	2,18

Tabla 4.5.- Factor R, capacidad y demanda de ductilidad.

Los valores obtenidos en este trabajo del factor de respuesta R, muestran que los modelos evaluados presentan mayor capacidad de resistencia, que la asumida al momento de escoger el valor de R; esto como consecuencia de sobrerresistencias que se suman como producto de los requisitos normativos que se aplican al momento de diseño, mencionados en el análisis de los resultados.

En la Tabla 4.6 se muestran los valores que resulta de dividir la R de diseño entre los valores de R obtenidos de las curvas pushover, que indican la sobrerresistencia.

Modelo	$R_d/R_{pushover}$
6NPB	1,64
6NPI	1,64
6NPA	1,59
12NPB	1,39
12NPI	1,45
12NPA	1,37
18NPB	1,28
18NPI	1,35
18NPA	1,30

Tabla 4.6.- Valores de la relación $R_d/R_{pushover}$.

Esta situación lleva a pensar en un ajuste del factor de reducción de respuesta a objeto de obtener un diseño final sin o con poca sobrerresistencia. En este sentido se determina un factor de ajuste dividiendo los valores obtenidos de R por el valor de diseño $R=6$. Estos valores se observan en la Tabla 4.7.

Modelo	$R_{pushover}/R_d$	R_{sinus}/R_d	$R_{Landers}/R_d$	$R_{Mexical}/R_d$
6NPB	0,61	0,98	0,59	0,58
6NPI	0,61	1,00	0,64	0,60
6NPA	0,63	1,14	0,64	0,59
12NPB	0,72	0,69	0,54	0,37
12NPI	0,69	1,34	0,50	0,38
12NPA	0,73	1,43	0,53	0,37
18NPB	0,78	0,20	0,56	0,37
18NPI	0,74	1,05	0,53	0,37
18NPA	0,77	1,09	0,55	0,36

Tabla 4.7.- Valores del factor de ajuste de R .

De la Tabla 4.7 se obtiene un valor promedio de 0.67, con el cual se sugiere ajustar el valor de R al momento de diseñar.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los análisis efectuados en este trabajo, a continuación se dan las conclusiones y recomendaciones derivadas de los resultados obtenidos.

- Los valores de R obtenidos del AENL definido en la pág. 8, son menores que el valor de diseño, lo que indica la existencia de sobrerresistencia estructural en todos los casos, independientemente de la altura. Estos valores son mas altos para los edificios de mayor altura. La ubicación de las columnas cortas en la altura tiene poca influencia.
- Los valores de capacidad de ductilidad obtenidos son menores que la ductilidad normativa considerada como $\mu = 0.8 R$, según la ecuación 10.1 de la Norma COVENIN 1756:2001. Esto indica que las estructuras con columnas cortas tienen poca capacidad de deformación y su falla es prematura o frágil.
- Si se observan los resultados del ADNL-3D definido en la pág. 13, las ductilidades demandadas por los sismos aplicados, se acercan a $\mu = 4.8$ en el caso del sismo Sinusoidal. En el sismo de Mexicali las demandas de ductilidad son menores que las capacidades de ductilidad obtenidas en las curvas pushover, para el sismo de Landers en algunos casos las ductilidades demandadas alcanzaron las capacidades obtenidas. De todas maneras se observa que todas las sollicitaciones sísmicas exigen suficientemente a las estructuras.
- Calculando los valores de R a partir de las demandas de ductilidad impuestas por los sismos, se obtienen valores mayores que la R de diseño en el sismo Sinusoidal, pero menores cuando se aplican los otros sismos, indicando que hay una sobrerresistencia estructural, como se determino en las curvas pushover, debido en este caso a tres razones fundamentales:

- a. Al cumplimiento de la deriva normativa de 0.018, que obliga a aumentar algunas dimensiones de los elementos estructurales.
 - b. Al cumplimiento del Capítulo 18 de la Norma COVENIN 1753:1987 para tener un diseño por viga débil - columna fuerte.
 - c. Al utilizar aceleraciones de diseño mayores que las espectrales, según las aceleraciones mínimas establecidas en la Sección 7.1 de la Norma COVENIN 1756:2001.
- Se deduce que hay sobrerresistencia pero no capacidad de deformación, ya que al revisar las pushover, las estructuras pierden hasta un 25% de su capacidad de deformación.
 - En vista de los resultados obtenidos, si se hace un buen diseño no hay necesidad de aumentar las fuerzas sísmicas en un 30%, para los diseños considerados como diseños por fuerzas.
 - Se considera preferible reducir los valores de R, que en la Norma venezolana están ligados con la ductilidad a través de un solo factor 0.8, factor que debería ser mejorado.
 - Para obtener valores de R menores que los valores de diseño y cumplir con la ductilidad, se obtiene la relación entre el promedio de las R obtenidas con los sismos y las obtenidas de las curvas pushover con la R de diseño, quedando estos factores comprendidos entre 0.2 y 1.43. Un promedio de todos los valores arroja un factor de reducción para R de 0.67. La ductilidad real será $\mu = 0.8 \times 0.67 \times R = 0.54 R$.
 - El procedimiento aplicado al considerar el efecto de cortante para afectar el diagrama de interacción P-M de las columnas, es imprescindible

hacerlo cuando se va a diseñar estructuras con columnas cortas ubicadas en la planta baja. En los otros casos las columnas cortas no generan una condición crítica e incluso al estar ubicada en el piso superior hay una condición de comportamiento favorable.

- Si se divide la R de diseño ($R=6$) entre los valores de R obtenidos en las curvas pushover, se determinan factores hasta de 1.65, tal como se muestra en la Tabla 4.6, lo cual indica que hay altas capacidades de resistencia estructural.
- Para los sismos de fuente cercana representados en este trabajo por oscilaciones sinusoidales siguiendo los criterios de Sasani y Bertero, revelan que producen las mayores sollicitaciones y que nuestra Norma no considera este tipo de sismo, pero además, que es una materia que requiere mayor estudio, donde de hecho hay que tomar el contenido frecuencial del suelo y la estructura, que en un espectro de diseño normal es muy difícil considerar.
- Con base en los resultados obtenidos se propone incluir en la Norma COVENIN 1756:2001, para el diseño de edificaciones con columnas cortas, corregir el valor de R multiplicándolo por un factor de 0.67, valor que parece bastante razonable.
- Los análisis y las conclusiones obtenidas revelan la necesidad de cambiar los diseños por fuerza a diseños por desplazamiento o diseño por desempeño, que consideren las ductilidades esperadas. Sin embargo, el mejor diseño es evitar las columnas cortas.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

APENDICE A

MODELO DE LA COLUMNA CORTA

Para modelar la columna corta en los edificios analizados, se coloca en los niveles de interés una viga a 2 m de altura, generando de esta forma una columna corta de 1 m de altura, tal como se indica en la Fig. A.1. Esta viga tiene las mismas características de rigidez y resistencia que la viga correspondiente al nivel de estudio. De esta forma se genera a la estructura otro nivel de entrepiso, el cual se incluye para efectos de análisis, como un diafragma flexible.

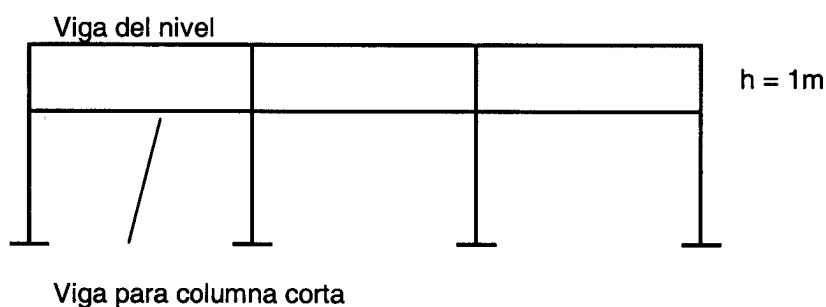


Fig. A.1.- Columna corta modelada

Para definir las propiedades de la columna corta, se considera la reducción de capacidad de flexión por efecto de corte y se determina el diagrama carga axial vs momento (P-M) asociado con la resistencia al corte de la columnas. Para obtener este diagrama se considera que la columna desarrolla su máxima flexión en los extremos. Para una columna de altura H el máximo momento asociado con la capacidad a corte de la columna, M_s se calcula como:

$$M_s = (V_c + V_s) H / 2 \quad (A.1)$$

Al graficar la ecuación A.1 en función de la carga axial se obtiene un diagrama de interacción P- M_s . En la Fig. A.1 se presentan los dos diagramas de interacción P-M y P- M_s para las columnas cortas de planta baja del modelo 6NPB.

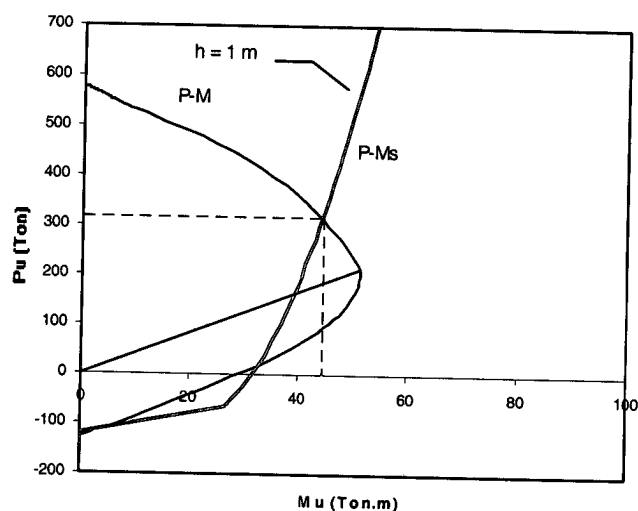


Fig. A.2.- Diagramas de interacción columna corta modelo 6NPB.

Para simular este efecto en la ejecución del programa Canny-W, se determina un valor de F_y que genera un diagrama P-M donde el punto balanceado coincida con el punto de intersección de los diagramas P-M y P-Ms, en lo que a momento flector se refiere. En la Fig. A.2 se observa el nuevo diagrama de interacción producido por un valor de $F_y = 2750$, que se utiliza en los análisis.

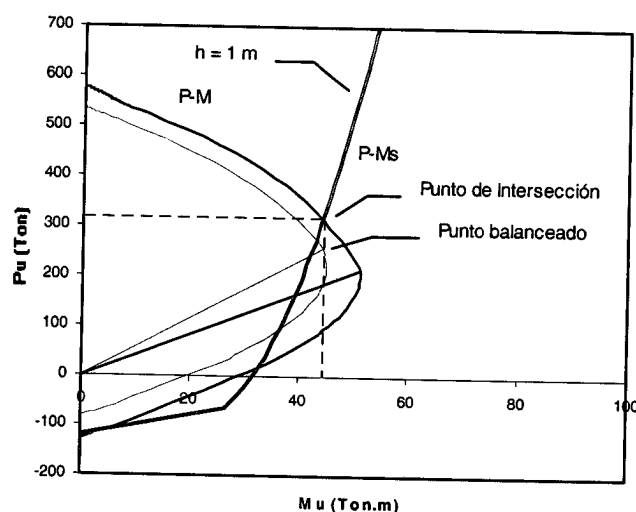


Fig. A.3.- Diagrama de interacción ajustado columna corta modelo 6NPB.

REFERENCIAS

- Applied Technology Council (1995), "Structural Response Modification Factors", Publication ATC 19, NSF Grant No. ECE-8600721, NCEER Project No. 92-4601, 1995.
- Aguiar F. R. (2001), "Introducción al análisis sísmico basado en el desempeño estructural", Curso INME-UCV, Caracas, Venezuela, Agosto 2001.
- Bariola J. y Kuroiwa J. (1997), "The Nazca. Perú, Earthquake of November 12, 1996", Learning from Earthquakes. EERI Special Report – January 1997.
- Bento R. y Azevedo J. (2000), "Behavior coefficient assessment for soft storey structures", Proceedings 12WCEE 2000.
- Bertero V. V., Anderson J. C., Krawinkler H. and Miranda E. (1991), "Design guidelines for ductility and drift limits, UCB/EERC-91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA., 1991.
- Cardona O. D. (1999), "Terremoto de Armenia, Colombia, enero 25 de 1999", Geohazards International, 1999.
- Cassis J. H. (1996), "Influence of vertical irregularities in the response of earthquake resistant structure", Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd, England, 1996.
- Febres C. R. (1991), "Análisis Computarizado de Registros Sísmicos y Artificiales", Tesis de Maestría, ULA, Mérida, Venezuela, Septiembre 1991.
- Fortoul E. (2001), SetBuildingVersion 8.2, "STRUCTURAL ENGINEERING TOOL – S.E.T. –", INMICRO SOFTWARE C.A., 2001.
- Godoy D. y Puig J. (2002), "COLUMNAS CORTAS Adecuación y diseño", Instituto de Materiales de la Universidad Central de Venezuela (INME), Caracas, Febrero 2002.
- Goyal A., Sinha R., Chaudhari M. y Jaiswall K. (2001), "EERI Preliminary Report on Damage to R/C Structures in Urban Areas of Ahmedabad & Bhuj", 2001.
- Grases J., (1987), "Concreto Armado en zonas Sísmicas", Caracas, 1987.
- Grisolía D. (1.999), "Introducción a la Ingeniería Sísmica", Segunda Edición, Mérida, Venezuela, Octubre 1999.

- Grisolía D. y Lobo Q. W. (1996), "Seismic Normalization of Structural Analysis Methods", Co-autor Daisy Grisolia. XI World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Julio 1996.
- Guevara T. L. y García L. E. (2001), "El efecto de columna corta o columna cautiva", Tecnología y construcción, 2001, Vol. 17-1.
- Hernández J. (1997), "Diseño Sismorresistente. Especificaciones y criterios empleados en Venezuela", Volumen XXXIII, Tema 8, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, Julio 1997.
- Iwan W. D. (1998), "Evaluation of the Near-Source Ground Motions", PEER, Berkeley.
- Kim S. y D'Amore E. (1999), "Push-over Analysis Procedure in Earthquake Engineering", Earthquake Spectra, Volume 15, No. 3, Agosto 1999.
- Kuarmoto H., Minami K., Wakabayashi M. (1988), "Deformation capacity of diagonally reinforced concrete short column subject to high axial compressive stress", Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering, Tokio-Kyoto, Japón.
- Li K. N. (1998), CANNY99, "THREE-DIMENSIONAL NONLINEAR DYNAMIC STRUCTURAL ANALYSIS COMPUTER PROGRAM PACKAGE", CANNY CONSULTANTS PTE LTD, Singapore, June 1998.
- Lobo Q. W. (1997), "Diseño de Edificaciones para dos Estados Límites", Conferencia Invitada. Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, UCAB, Caracas, Septiembre 1997.
- Lobo Q. W. (2001), "Diseño Sismorresistente basado en el Desempeño de las Estructuras", Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, UCAB, Caracas, Octubre 2002, Publicado en la Revista Tekne, UCAB, Noviembre 2001.
- Meli R. y Bazán E. (2.000), "Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, México, Tercera reimpresión, 2000.
- Miranda E. (1997). "Strength Reduction Factors in Performance-Based Design", EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Berkeley, California, Enero 1997.
- Miranda E. y Bertero V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, Vol 10, No. 2, 1994.

Moretti M. y Tassios T. P. (1998), "Seismic behavior of R/C short columns", Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, 1998.

Ozmen G. (1996), "Investigations on vertical structural irregularities in multi-story structures", Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd, England.

Park Y. J., Ang A. H-S and Wen Y. K. (1984), "Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC buildings", Report No. UILU-ENG-84-2007, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, October 1984.

Paulay T. y Priestley M.J. (1991), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., 1992

Reporte EERI-FUNVISIS et al (1997), "The July 9, 1997, Cariaco, Eastern Venezuela Earthquake", EERI Special Earthquake Report, Octubre 1997.

Ridell R., Hidalgo P. and Cruz E. (1989), "Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 3, 1989.

Santa-Ana P. y Miranda E. (2000), "Strength Reduction Factors for Multi-degree of-freedom Systems", Proceedings 12WCEE 2000.

Sasani M. y Bertero V. (2000), "Importance of Severe Pulse-Type Ground Motions in Performance-Based Engineering: Historical and Critical Review", Proceedings 12WCEE 2000.

SEAOC (1995), "Vision 2000 Report of performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento, 1995.

Sozen H. y Elwood J. K. (1999), "Kocaeli (Izmit), Turkey M_w 7.4 Earthquake", UC Berkeley, 1999.

Woodward K. A. y Jirsa J. O. (1980), "Behavior classification of short reinforced concrete columns subjected to cyclic deformations", PMFSEL Report No.-80-2, Ferguson Structural Engineering Lab, Texas, July 1980.

Woodward K. A. y Jirsa J. O. (1984), "Influence of reinforcement on RC short column lateral resistance", Journal of Structural Engineering, Jan. 1984.

Yoshimura K., Kikuchi K, Iguchi K. (1988), "A proposal a seismic shear strengthening method for R/C short columns in existing building structures", Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering, Tokio-Kyoto, Japan, 1988.