



**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA**

011616
2ej.

**METODO APROXIMADO PARA LA EVALUACION DEL
COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICIOS ALTOS**

MISAEEL REQUENA GRULLON

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISION DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. GUSTAVO AYALA MILIAN**

CIUDAD UNIVERSITARIA

1999

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

271884



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DEDICATORIA

A Dios

A mi esposa, Andi Orsini

A mis padres, Daysi y Misael

A mis hermanas, Kaisha y Khaira

A mis amigos y compañeros

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Ayala, por su apoyo desde el primer momento.

Al Dr. López Bátiz, Dr. Orlando Díaz, M.I. Octavio García y al Dr. David de León por su comentarios y sugerencias sobre esta tesis.

Al CONACYT y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por su apoyo económico.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS PLANOS	3
2.1. OBJETIVO DEL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL EN LAS ESTRUCTURAS.	3
2.2. ESTUDIOS EXISTENTES.	4
2.3. MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE.	11
2.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.	18
CAPÍTULO III: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	23
3.1. MÉTODO DE LA CARGA LATERAL EQUIVALENTE PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS.	23
3.2. MODELO DE CARGAS LATERALES DETERMINADAS CON EL MODO FUNDAMENTAL (CRITERIO 1).	25
3.3. MODELO DE CARGAS LATERALES DETERMINADAS CON LOS MODOS SUPERIORES (CRITERIO 2).	26
3.4. PROGRAMA DE ANÁLISIS NO LINEAL DRAIN2DX MODIFICADO.	29
3.5. MÉTODO PROPUESTO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MARCOS PLANOS.	31
3.6. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.	37
CAPÍTULO IV: MODELO ESTUDIADO	39
4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.	39
4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO.	41

4.3. RESISTENCIAS NOMINALES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	43
4.4. SOBRE-RESISTENCIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	43
CAPÍTULO V: RESULTADOS	46
5.1. INFLUENCIA DEL CAMBIO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ SOBRE LAS FORMAS MODALES.	46
5.2. COMPARACIÓN DE LAS DOS DISTRIBUCIONES DE CARGAS LATERALES ESTUDIADAS.	49
5.3. CURVAS DE CAPACIDAD CORRESPONDIENTES A LOS DOS CRITERIOS DE CARGAS LATERALES EQUIVALENTES.	51
5.4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 1.	54
5.5. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 2 – A.	59
5.6. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 2 – B.	64
5.7. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO LINEAL “EXACTA”.	68
5.8. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.	72
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	77
CAPÍTULO VII: REFERENCIAS	80

RESUMEN

En esta tesis se presenta un método simplificado de evaluación del comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado. Este método es una evolución del método del espectro de capacidad y consta de cuatro pasos: 1) la determinación de una curva del empujón no lineal cuasi-estática, correspondiente a una distribución de fuerzas laterales considerando la contribución de los modos superiores, 2) la transformación de la curva del empujón en una equivalente a un sistema de un grado de libertad (1GDL), 3) determinación de la respuesta máxima del sistema de 1GDL sujeto a un registro sísmico o a una familia de ellos, y 4) la transformación de la respuesta máxima del sistema de 1GDL a la del marco original. Se realiza un nuevo análisis del empujón al sistema de VGDL, con un desplazamiento límite de azotea determinado en el paso 4, con lo que es posible determinar su respuesta.

Para la aplicación del método a marcos con una contribución de los modos superiores, se evalúan dos formulaciones: 1) una formulación correspondiente a un modo fundamental equivalente, definido como la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) de la contribución de todos los modos superiores, y 2) una formulación correspondiente a una distribución de la SRSS de las fuerzas correspondiente a cada modo considerado en el análisis y el uso de la curva de comportamiento correspondiente sólo al modo fundamental extraído de la curva del empujón.

La aplicación del método se ilustra con un marco de 17 pisos de altura. La validez del método se demuestra al comparar sus resultados con los correspondientes de un análisis no lineal paso a paso.

ABSTRACT

In this thesis, an evolution of the capacity spectrum method is presented. The method is aimed to determine an approximation to the non-linear seismic performance of reinforced concrete frames. It consists of four stages: 1) the determination of a quasi-static nonlinear pushover curve corresponding to a distribution of lateral forces which considers the contribution of all vibration modes with a significant participation factor, 2) the transformation of the pushover curve into that of an equivalent one degree of freedom system SDFS, 3) the determination of the maximum response of the SDFS subjected to a seismic record or to a family of them and 4) the transformation of the maximum response of the SDFS to the original frame.

The formulation of this method is based on the basic principles of dynamics with a minimum of simplifying assumptions, which makes it, besides its simple application, a very efficient and accurate approximate method

For the application of the method to frames with a significant contribution of higher modes, two alternative formulations are evaluated: 1) a formulation corresponding to an equivalent fundamental mode defined as the square root of the sum of squares SRSS of all contributing modes and 2) a formulation corresponding to a SRSS distribution of the modal lateral forces and the use of the behavior curve corresponding only to the fundamental mode is extracted from the pushover curve.

The application of the method is illustrated with a frame 17 story high. The accuracy of the method is validated by comparing its results with those corresponding to those of "true" non-linear step by step analysis. A discussion on how this method can be efficiently used for the seismic evaluation of existing buildings and for the design and evaluation of new buildings is presented.

INTRODUCCIÓN.

En la actualidad los códigos de diseño aceptan que las estructuras pueden sufrir daño al ser sometidas a la acción de fuerzas sísmicas, por lo tanto, es muy importante estudiar su comportamiento ante estas fuerzas. En general no es posible, a través de un análisis lineal, estimar el comportamiento cuando la estructura sometida a fuerzas sísmicas se comporta inelásticamente, por lo que es necesario realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso, pero esto tiene el inconveniente de que es muy complejo y costoso.

Recientemente se han realizado estudios para estimar el comportamiento no lineal en estructuras de edificios sujetos a sismos, utilizando métodos simplificados de evaluación. Con estos métodos es posible evaluar el comportamiento de edificios de baja a mediana altura, con la limitante de que no incluyen en sus formulaciones los efectos de los modos superiores. En estructuras de altura considerable, los efectos de la degradación de la rigidez lateral con el nivel de carga horizontal pueden ser de gran importancia en el cálculo de los desplazamientos de piso, de las distorsiones de entrepiso y de la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas.

El objetivo principal de esta investigación es desarrollar y calibrar un método aproximado de evaluación del comportamiento no lineal en marcos de concreto reforzado, en el que se incluyan los efectos de los modos superiores y la degradación de la rigidez de la estructura al ocurrir efectos inelásticos.

En el capítulo 2 de ésta tesis se destaca la importancia de realizar un análisis no lineal en las estructuras, además se hace una revisión de algunos métodos propuestos anteriormente para estimar el comportamiento sísmico de edificios. Se estudian métodos existentes para convertir los sistemas de varios grados de libertad (VGDL) en modelos equivalentes de un grado de libertad (1GDL), asimismo, se describe el Método del Espectro de Capacidad y su evolución.

En el capítulo 3 se presentan los criterios para determinar las distribuciones de las cargas laterales utilizadas en el análisis del empujón, para determinar las curvas de capacidad que relacionan el cortante basal contra el desplazamiento de azotea de marcos de edificios. Se presenta una descripción detallada del método simplificado de evaluación propuesto en esta investigación para determinar la distribución de los desplazamientos, de las distorsiones y la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas en marcos. Asimismo se detallan las modificaciones hechas al programa de análisis no lineal DRAIN 2DX; y se presenta el método utilizado para realizar el análisis dinámico no lineal paso a paso.

Para evaluar la importancia que tienen los modos superiores y el cambio de las propiedades dinámicas con el nivel de carga sobre el desempeño sísmico de marcos, en el capítulo 4 se describen las características geométricas, las propiedades nominales y con sobre-resistencia de los elementos estructurales de un edificio de 17 niveles altamente demandado por acciones sísmicas en el valle de México, utilizado como ejemplo de ilustración del método propuesto.

En el capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos de aplicar el método propuesto en esta investigación y los resultados de realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso. Se muestra la influencia de la degradación de rigidez en la estructura sobre las formas modales y sobre las curvas de capacidad obtenidas con los criterios de cargas laterales. Además se muestra la distribución de los desplazamientos de piso, de las distorsiones de entrepiso y la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas del marco analizado obtenidas utilizando el método propuesto en esta investigación y del análisis dinámico no lineal paso a paso. Por último se comparan y analizan los resultados obtenidos.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones sobre el método de evaluación simplificado, así como las recomendaciones sugeridas al respecto.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS PLANOS.

2.1- OBJETIVO DEL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL EN LAS ESTRUCTURAS.

Para evaluar los efectos que un sismo intenso impone a una estructura se recurre, generalmente en el proceso de diseño, a un análisis lineal, en el que la estructura se somete a un sistema de cargas estáticas equivalentes o de cargas dinámicas. En ocasiones, estos modelos lineales no representan adecuadamente el comportamiento de estructuras ante excitaciones sísmicas intensas, ya que éstos no consideran los cambios de rigidez y la disipación de la energía desarrollada en la estructura a través de la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales, entre otras cosas. Debido a esto y a la cada vez mejor oferta de equipos de cómputo y de herramientas de análisis, es que se han empezado a utilizar procedimientos en los que es posible considerar el comportamiento no lineal en las estructuras.

Para evaluar si el diseño propuesto de una estructura de edificio es adecuado para los niveles de las acciones sísmicas de diseño, es importante conocer la distribución e intensidad del daño esperado, representado por articulaciones plásticas. Además, es necesario conocer los desplazamientos de piso y las distorsiones de entrepiso, lo cual sólo se puede obtener de manera confiable con un análisis no lineal.

A través del análisis no lineal se busca estimar el comportamiento "real" de las estructuras, mediante modelos de histéresis con posible degradación de rigidez y de resistencia que experimentan los elementos estructurales bajo acciones sísmicas intensas.

La manera para aproximar el comportamiento sísmico de edificios en el rango no lineal es realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso. Sin embargo, este tiene el inconveniente de que es complejo y costoso, por lo que su uso se ha

restringido a casos especiales. En consecuencia, recientemente han surgido diversos métodos aproximados, que sin ser demasiados complejos, estiman el comportamiento no lineal de estructuras.

2.2. ESTUDIOS EXISTENTES.

Recientemente varios investigadores han propuesto diferentes procedimientos aproximados para evaluar el comportamiento de edificios sometidos a acciones sísmicas. A continuación se presentan cinco métodos para evaluar la capacidad sísmica en edificios de concreto reforzado.

(1) Aoyama, H. (1983), propuso un método para evaluar la capacidad sísmica de edificios, en el que se estima la capacidad de resistir fuerzas sísmicas en cada piso de un edificio a través de un índice sísmico básico, E_{o_i} , que se define de la siguiente manera:

$$E_{o_i} = \phi_i C_i F_i \quad (2.2.1)$$

donde:

ϕ_i = índice de piso correspondiente al piso i .

C_i = índice de resistencia correspondiente al piso i .

F_i = índice de ductilidad del piso i .

El índice de piso, ϕ_i , se define como:

$$\phi_i = \frac{n + 1}{n + i} \quad (2.2.2)$$

donde:

n = número de grados de libertad de la estructura elástica.

i = nivel de piso considerado.

El índice de resistencia correspondiente al piso i , C_i , se obtiene al dividir el cortante del piso i entre el peso total del edificio, esto es:

$$C_i = V_i/W \quad (2.2.3)$$

Para determinar el índice de ductilidad del piso i , F_i , Aoyama recurre a una expresión empírica, la cual es válida para una demanda de ductilidad no mayor de 5. Este índice de ductilidad puede ser expresado como:

$$F_i = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} \quad (2.2.4)$$

donde:

μ = ductilidad del piso i .

En el método propuesto por Aoyama, la capacidad de resistir fuerzas sísmicas de un piso en cada dirección principal se obtiene con el índice sísmico, I_{si} , que se define como:

$$I_{si} = Eo_i G S_D T \quad (2.2.5)$$

donde:

Eo_i = índice sísmico básico del piso i .

G = índice geológico.

S_D = índice de diseño estructural.

T = índice de tiempo.

En la ecuación 2.2.5, el índice geológico, G , considera las condiciones locales del terreno; el índice de diseño estructural, S_D , considera la distribución de rigidez tanto horizontal como vertical del edificio y el índice de tiempo, T , considera la

pérdida de resistencia del edificio debida a: 1) Sobrecargas en el pasado; 2) Deformaciones diferenciales en la cimentación; 3) Deterioro de los elementos estructurales; 4) Daños por fuego y 5) Exposición química de los materiales estructurales.

Con el índice sísmico, I_{si} , se clasifica la capacidad de todos los pisos de un edificio de acuerdo a dos categorías:

Categoría	Índice sísmico
1	$I_{si} \geq 1$
2	$I_{si} < 1$

Aquellos pisos de una estructura que estén dentro de la categoría 1 se consideran que tienen un nivel de seguridad adecuado, mientras que los pisos ubicados en la categoría 2 deberán ser evaluados con más detalle.

(2) Iglesias, J. (1989), propuso un método simplificado para evaluar la capacidad sísmica en edificios de mediana altura. Este método permite determinar un coeficiente de resistencia, K , del edificio. Este coeficiente se compara con el nivel de intensidad, K_S , que corresponde a la zona en donde se ubica el inmueble, según la zonificación sísmica de la ciudad de México. De esta comparación se estima el nivel de seguridad de la estructura.

El método se basa en considerar como condición de falla, el cociente de la fuerza cortante resistente entre la fuerza cortante actuante en un entrepiso determinado es igual a la unidad. Esta condición se define como:

$$\frac{V_{RiSi}}{K_i A_i W} = 1 \quad (2.2.6)$$

donde:

V_{Ri} = fuerza cortante resistente en el entrepiso i .

S_i = factor correctivo por estructuración y deterioro.

K_i = coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la falla del entrepiso i .

A_i = fuerza cortante del piso i .

W = peso total de la estructura.

Para determinar la fuerza cortante resistente, V_{Ri} , se consideran cuatro tipos de elementos estructurales, los cuales son: 1) Muros de mampostería; 2) Columnas cortas; 3) Muros de concreto; y 4) Columnas largas. En el cálculo del V_{Ri} se toma en cuenta la irregularidad de la estructura tanto en planta como en elevación, el mal comportamiento de la cimentación, la ubicación, así como el deterioro que haya sufrido la estructura en el pasado.

El coeficiente K_i se calcula de la ecuación 2.2.6 para cada entrepiso y en dos direcciones principales, como:

$$K_i = \frac{V_{Ri} S_i}{A_i W} \quad (2.2.7)$$

El menor valor del coeficiente de resistencia, K_i , define el entrepiso y la dirección más crítica, y es adoptado como el índice de la capacidad sísmica de todo el edificio.

Para clasificar el nivel de seguridad de edificios dañados bajo las acciones sísmicas, el menor valor de K_i se compara con un coeficiente de intensidad, K_S , que depende de la clasificación del edificio según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993) y de su ubicación en el Valle de México, clasificándose de acuerdo a dos categorías:

Categoría	Coefficiente de resistencia
1	$K \geq K_S$
2	$K < K_S$

Aquellas estructuras que estén dentro de la categoría 1 se consideran que tienen un nivel de seguridad adecuado. Mientras que las estructuras ubicadas en la categoría 2 deberán ser evaluadas con más detalle para definir si necesitan un proyecto de refuerzo adicional.

(3) Kappos, A. (1991), propuso otro método simplificado para la evaluación sísmica de edificios en el que se requiere determinar un factor de comportamiento, Q , definido por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{(S_a)_d^{elas}}{(S_a)_d^{inel}} \quad (2.2.8)$$

donde:

$(S_a)_d^{elas}$ = aceleración espectral de diseño correspondiente al periodo fundamental de la estructura, referido a un espectro elástico.

$(S_a)_d^{inel}$ = aceleración espectral de diseño correspondiente al periodo fundamental de la estructura, referido a un espectro inelástico.

El colapso de la estructura se estima a través del factor de comportamiento último, Q' , que se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q' = \frac{(S_a)_c^{elas}}{(S_a)_d^{inel}} \quad (2.2.9)$$

donde:

$(S_a)_c^{elas}$ = aceleración espectral elástica de colapso.

$(S_a)_d^{inel}$ = aceleración espectral inelástica de diseño.

Cuando $Q' < Q$ el diseño estructural deberá revisarse, por el contrario si $Q' > Q$ la estructura se considera capaz de resistir un sismo determinado.

Con los métodos propuestos por Aoyama, Iglesias y Kappos es posible estimar el comportamiento de un edificio ante un sismo determinado. La desventaja que presentan estos métodos es que no brindan información acerca de la distribución e intensidad del daño y los desplazamientos de piso en un edificio.

(4) Freeman, S. (1975), propuso el Método del Espectro de Capacidad, MEC, para evaluar la capacidad sísmica en edificios. La ventaja de este método es que permite tener una idea del comportamiento inelástico en estructuras de edificios de baja a mediana altura, sin tener que recurrir a resultados de un análisis dinámico no lineal paso a paso. En la sección 2.4 de éste capítulo se estudia con más detalle el desarrollo del MEC.

(5) Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), propusieron un método denominado N2, que consiste en un análisis no lineal simplificado. El N2 simula al Método del Espectro de Capacidad, y al igual que este, puede ser aplicado a la evaluación de edificios nuevos y existentes. En la aplicación del método N2 se siguen los siguientes pasos:

1. Se modela la estructura mediante elementos discretos, donde se incluye la relación no lineal momento–curvatura de los elementos estructurales. Además se necesita de un espectro elástico de pseudo aceleraciones y se supone que la estructura se deforma lateralmente en una forma conocida.

2. Se determina la distribución de cargas laterales, $\{P\}$, con la que se efectúa un análisis del empujón a la estructura de VGDL, determinándose la relación cortante basal (V) contra desplazamiento de azotea (D). La distribución de las cargas laterales se calcula con la siguiente expresión:

$$\{P\} = [M] \{\Phi\} \quad (2.2.10)$$

donde:

$[M]$ = matriz de masa concentrada para el sistema de VGDL.

$\{\Phi\}$ = forma supuesta de desplazamientos laterales.

3. El sistema de VGDL se transforma en uno equivalente de 1GDL con un procedimiento similar al de Qi y Moehle que se describe en la sección 2.3 de este capítulo. La curva de capacidad obtenida en el paso 2 se aproxima por una relación bilineal, con lo que se puede determinar la rigidez, la fuerza de fluencia y el periodo equivalente para el modelo de 1GDL.
4. Se determina el desplazamiento máximo, D^* , del sistema de 1GDL sometido a un espectro inelástico, es decir, el espectro elástico del paso 1 se reduce por ductilidad.
5. El desplazamiento máximo del sistema de 1GDL se transforma al desplazamiento correspondiente del sistema de VGDL y se realiza un nuevo análisis del empujón a la estructura de VGDL hasta alcanzar el desplazamiento transformado, con lo que se determina los desplazamientos de piso, las distorsiones de entrepiso y la formación de articulaciones plásticas, etc.

El método propuesto por Fajfar y Gaspersic permite estimar el comportamiento no lineal de estructuras de baja a mediana altura. Para aplicar el método N2 a estructuras de altura considerable se necesita considerar la contribución de los

modos superiores en la forma supuesta de desplazamientos laterales, siendo esta consideración difícil de estimar.

2.3. MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE.

El análisis de la respuesta inelástica de estructuras de concreto reforzado sujetas a sismos necesita de mucho esfuerzo y tiempo. Una manera de simplificar el problema es reducir la estructura analizada de varios grados de libertad (VGDL) en una equivalente de un grado de libertad (1GDL) y a partir del comportamiento de esta estructura equivalente inferir el correspondiente a la de VGDL.

En estructuras de edificios, la historia de desplazamientos del sistema equivalente de 1GDL sujeto a un registro sísmico, se asemeja a la correspondiente historia de desplazamientos del sistema de VGDL. Por esto resulta muy útil reducir sistemas de VGDL en equivalentes de 1GDL.

A continuación se presentan dos métodos para transformar sistemas de VGDL en equivalentes de 1GDL:

El primer método es el llamado método Q, propuesto por Saiidi, M. y Sozen, M., (1981), para la evaluación de estructuras de VGDL utilizando sistemas equivalentes de 1GDL.

El método Q se fundamenta en lo siguiente:

1. Reducción del sistema VGDL a uno equivalente de 1GDL.
2. La rigidez del sistema de VGDL es aproximada por un resorte no lineal.

La reducción al sistema equivalente de 1GDL es un procedimiento explícito y establecido, mientras que la definición de la rigidez equivalente del sistema de 1GDL se basa en la relación cortante basal contra desplazamiento de azotea,

obtenida de realizar un análisis del empujón al sistema de VGDL con una distribución de cargas laterales en forma de triángulo invertido.

La ecuación diferencial, propuesta por Saiidi y Sozen, para el equilibrio dinámico de un sistema de 1GDL bajo la acción de una fuerza externa es dada por:

$$\alpha_m M_t \ddot{x} + \alpha_1 Kx = \alpha_1 F_t \quad (2.3.1)$$

donde:

M_t = masa total del sistema de VGDL.

K = rigidez del sistema de VGDL (rigidez definida en términos de una fuerza lateral y un desplazamiento horizontal).

F_t = fuerza externa total (para sistemas de VGDL sujetos a un movimiento en la base, $F_t = -M_t \ddot{u}_g$).

\ddot{u}_g = aceleración de la base.

x = desplazamiento lateral de la masa del sistema oscilador de 1GDL con respecto a la base.

Saiidi y Sozen definen los coeficientes α_1 y α_m como:

$$\alpha_1 = \sum_{r=1}^j M_r \phi_r / M_t \quad (2.3.2)$$

$$\alpha_m = \left(\sum_{r=1}^j M_r \phi_r^2 \right) / M_t \quad (2.3.3)$$

donde:

r = número de identificación del nivel en el sistema de VGDL.

j = número total de niveles en el sistema de VGDL.

ϕ_r = forma del desplazamiento lateral supuesto del nivel r normalizada con respecto al nivel j .

Si en la ecuación 2.3.1 se agrega la fuerza de amortiguamiento, se sustituye $F_1 = -M_1 \ddot{u}_g$, y se divide por α_1 ambos lados de la expresión, esta resulta ser:

$$M_c \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = -M_1 \ddot{u}_g \quad (2.3.4)$$

donde:

$$M_c = (\alpha_m / \alpha_1) M_1.$$

C = coeficiente de amortiguamiento viscoso.

La ecuación 2.3.4, según Saiidi y Sozen, define un sistema de 1GDL equivalente a uno de VGDL, figura 2.3.1 (b).

Saiidi y Sozen usan la rigidez angular para definir la rigidez equivalente del sistema de 1GDL, por lo que se hace necesario definir una altura equivalente, L_e , que es determinada a través de la siguiente ecuación:

$$L_e = \frac{\sum_{r=1}^j m_r \phi_r h_r}{\sum_{r=1}^j m_r \phi_r} \quad (2.3.5)$$

donde:

h_r = altura del nivel r medido desde la base de la estructura.

m_r = masa del piso r .

El segundo método que involucra la simplificación de un sistema de VGDL en uno equivalente de 1GDL fue desarrollado por Qi, X. y Moehle, J. (1991).

El método propuesto por Qi y Moehle se basa en la ecuación de movimiento para el equilibrio dinámico de un sistema de VGDL, la que se escribe como:

$$M\{\ddot{U}(t)\} + C\{\dot{U}(t)\} + \{R(t)\} = -M\{l\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.3.6)$$

donde:

M = matriz de masa diagonal.

C = matriz de amortiguamiento.

$\{R(t)\}$ = vector de resistencia.

$\{U(t)\}$ = vector de desplazamiento.

Para convertir el sistema de VGDL en uno equivalente de 1GDL se necesita establecer una forma de desplazamientos laterales de la estructura, $\{\phi\}$, correspondiente, para este caso, a la acción estática de cargas laterales distribuidas en forma de triángulo invertido y normalizada con respecto al desplazamiento de azotea de la estructura. El sistema idealizado de 1GDL se muestra en la figura 2.3.2.

En el método se considera que las cargas laterales pueden ser expresadas como el producto de un factor de carga y una función de distribución de carga $\{P\}$ y que para un tiempo t , los desplazamientos del marco en cada nivel pueden ser expresados como:

$$\{U(t)\} = \{\phi\}D(t) \quad (2.3.7)$$

donde:

$D(t)$ = desplazamiento correspondiente a la azotea.

La curva cortante basal contra desplazamiento de azotea para la estructura de VGDL se obtiene de un análisis del empujón. Esta curva, en general continua, se idealiza como bilineal, con dos puntos correspondientes al estado de fluencia y

estado último, definidos para una curva con igual energía de deformación que la curva de capacidad continua.

Para definir las propiedades del sistema equivalente se sustituye la ecuación 2.3.7 en la ecuación 2.3.6:

$$M\{\phi\}\ddot{D}(t) + C\{\phi\}\dot{D}(t) + \{R(t)\} = -M\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.3.8)$$

Se premultiplica por $\{\phi\}^T$ ambos lados de la ecuación 2.3.8:

$$M^*\ddot{D}(t) + C^*\dot{D}(t) + R^*(t) = -L^*\ddot{u}_g(t) \quad (2.3.9)$$

Con lo que se define:

$$M^* = \{\phi\}^T M \{\phi\} \quad (2.3.10)$$

$$C^* = \{\phi\}^T C \{\phi\} \quad (2.3.11)$$

$$R^*(t) = \{\phi\}^T \{R\}(t) \quad (2.3.12)$$

$$L^* = \{\phi\}^T M \{1\} \quad (2.3.13)$$

donde:

M^* = masa equivalente del sistema de 1GDL.

C^* = coeficiente de amortiguamiento equivalente del sistema de 1GDL.

R^* = fuerza resistente equivalente del sistema de 1GDL.

Para esta investigación se utilizó un criterio para transformar sistemas de VGDL en sus equivalentes de 1GDL parecido al propuesto por Qi y Moehle, en el que la forma de desplazamientos laterales $\{\phi\}$ es la correspondiente a la obtenida con una distribución de fuerzas determinadas de un criterio de superposición modal.

Por otra parte se trató de corroborar el método Q, para transformar sistemas de VGDL en sistemas equivalentes de 1GDL. Se encontró que existen incertidumbres en su formulación al tratar de utilizarlo, por lo que se recomienda estudiarlo con más detalle en futuras investigaciones.

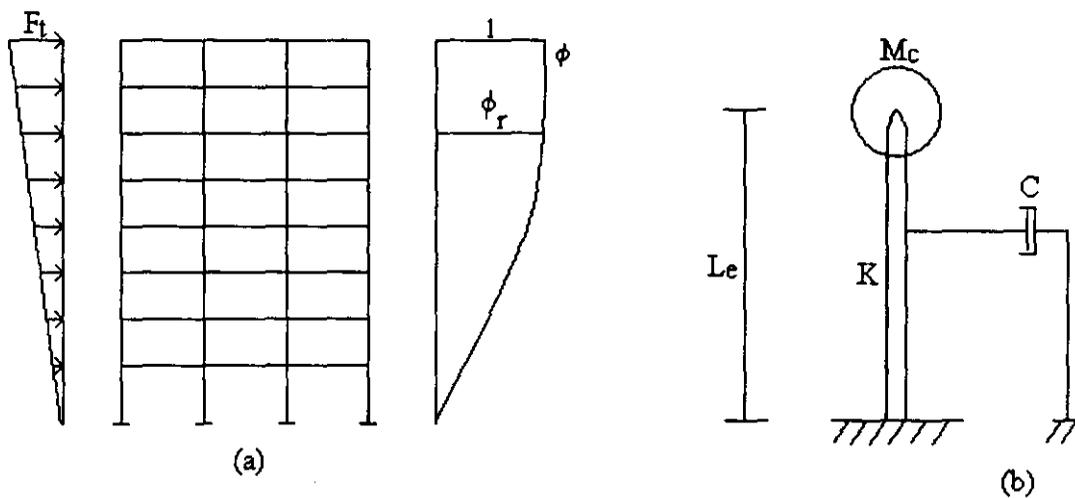


Figura 2.3.1. Idealización del sistema de VGDL en 1GDL: a) Cargas estáticas laterales; b) Modelo Q.

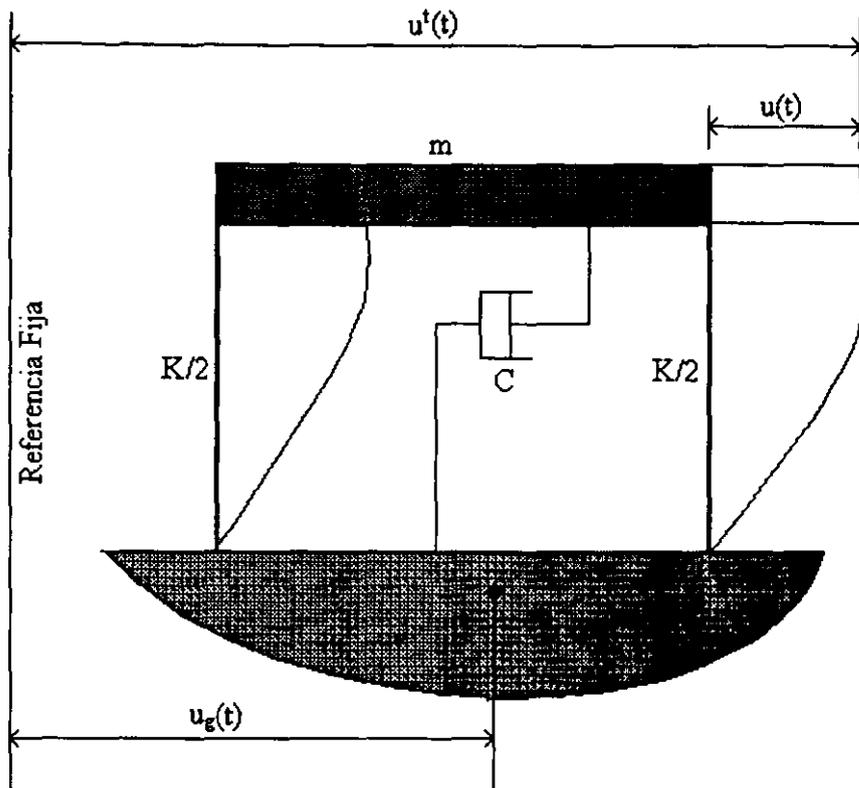


Figura 2.3.2. Idealización del sistema de 1GDL sujeto a un sismo.

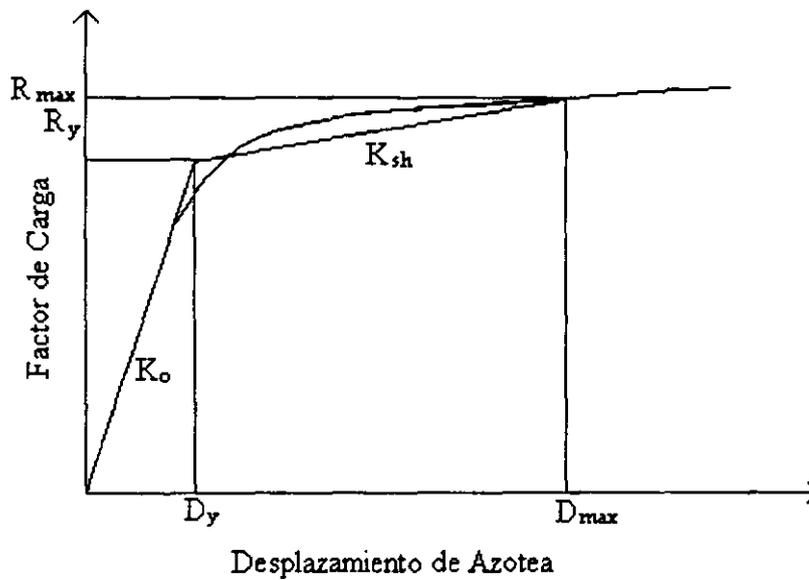


Figura 2.3.3. Relación típica de fuerza-desplazamiento e idealización bilineal.

2.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

El método del espectro de capacidad, propuesto por Freeman, S. (1975), es una herramienta basada en el análisis del empujón que idealiza el comportamiento de una estructura de varios grados de libertad, VGDL, en un sistema de un grado de libertad equivalente, 1GDL. De un análisis del empujón, utilizando una distribución de cargas laterales incrementales, se obtiene la curva cortante basal (V) contra desplazamiento de azotea (D). Esta curva llamada de capacidad y la demanda sísmica, representada por un espectro de respuesta elástico, se grafican en un mismo sistema de coordenadas (S_a vs. T) para determinar, de manera aproximada, el comportamiento sísmico de la estructura. Si la curva de capacidad alcanza a cruzar en algún punto el espectro de respuesta, se considera que la estructura es capaz de resistir el sismo, en caso contrario, se considera que la misma colapsará ante la excitación sísmica. Este método da una idea del comportamiento esperado de una estructura ante un sismo dado.

Al comparar la curva de capacidad con las demandas sísmicas es posible definir el punto de comportamiento, que brinda información acerca de la aceleración espectral máxima y el desplazamiento máximo que experimenta la estructura al ser sometida a la acción de un sismo.

Una vez definido el punto de comportamiento, los resultados que se obtiene del análisis del empujón son muy importantes, ya que ofrecen información acerca de la capacidad de las estructuras a resistir fuerzas y demandas de deformaciones, que puede usarse tanto en el diseño de edificios nuevos como en la evaluación de existentes. Esto es importante, porque da al ingeniero estructurista información sobre el mecanismo de colapso que puede presentarse en una estructura de edificio.

El análisis del empujón brinda información acerca de:

1. La fluencia en trabes y columnas.
2. Ductilidades tanto locales como globales de la estructura para distintos niveles de cortante basal.
3. Distribuciones de las distorsiones de entrepiso y de los desplazamientos de piso en la estructura.
4. Comportamiento de la estructura en el rango no lineal.

La curva de capacidad es independiente del tiempo y de la excitación sísmica, por lo que es una característica propia de la estructura.

El espectro de demanda es representado aproximadamente por un espectro de respuesta elástico para un nivel de amortiguamiento desconocido. Para evitar este problema Freeman propone utilizar para estructuras de concreto reforzado dos espectros, uno con el 5% de amortiguamiento para el comportamiento elástico y el otro del 10% para el comportamiento inelástico e interpolar entre estos para determinar el punto de comportamiento. La limitante de esta aproximación es que un espectro de respuesta correspondiente a un nivel de comportamiento no lineal, no es en general igual a uno lineal con amortiguamiento incrementado y que aunque lo fuese, el 10% de amortiguamiento puede ser no suficiente para representar el comportamiento en el rango no lineal de la estructura ante la demanda sísmica.

Recientemente dentro del Instituto de Ingeniería se han llevado a cabo investigaciones utilizando el MEC como herramienta de estimación del comportamiento no lineal en edificios, entre estos están:

Correa, M. (1993), estudió el comportamiento de un edificio de catorce niveles aplicando el MEC como lo propuso originalmente Freeman (1975). Utilizó los valores del 5% y 10% de amortiguamiento para el cálculo de los espectros de respuesta elástico e inelástico, con el fin de interpolar el punto de comportamiento de la estructura y poder determinar el cortante basal impuesto por el sismo, los

desplazamientos de piso y las distorsiones de entrepiso del edificio analizado. Utilizando el MEC como herramienta de análisis, Correa asumió que el daño en la estructura varía linealmente entre el límite de fluencia y el límite de capacidad última determinado.

Camilo, L. (1995), estimó el comportamiento sísmico de tres edificios de concreto reforzado de 3, 14 y 20 niveles, respectivamente, utilizando el MEC como procedimiento de análisis. Determinó las curvas de capacidad de cada edificio y las superpuso con los espectros de respuesta elásticos e inelásticos aproximados para la componente SCT-EW, del sismo de Michoacán de 1985. Para considerar los efectos inelásticos en el espectro de respuesta, Camilo modificó el 5% y el 10% de amortiguamiento usados para los rangos elástico e inelástico de comportamiento, por amortiguamientos en función de la ductilidad global esperada de la estructura, definido a partir del método de Energía Geométrica propuesto por Iwan, D. (1979).

En la tabla 2.3.1 se muestran los valores de amortiguamiento para el comportamiento elástico e inelástico sugerido por Camilo.

Ductilidad global	$\xi_{\text{elástico}}$ (%)	$\xi_{\text{inelástico}}$ (%)
3.25	5	25
2.75	5	24
2.00	5	20
1.75	5	18
1.76	5	10

2.3.1. Valores de amortiguamiento para estructuras de concreto reforzado.

Xianguo, Y. (1996), propuso una modificación al procedimiento original del MEC que evita el uso del espectro de respuesta para determinar el punto de comportamiento. Esta modificación consiste en los siguientes pasos:

1. Se realiza un análisis del empujón a la estructura de VGDL, con lo que se obtiene la relación cortante basal contra desplazamiento de azotea. Esta curva se idealiza en forma elastoplástica y se convierte en términos de aceleración espectral, S_a , contra desplazamiento espectral, S_d (espectro de capacidad). Se determinan los puntos correspondientes a la fluencia, (S_{af}, S_{df}) , con lo que se puede calcular el periodo fundamental equivalente, T_o , del sistema.
2. Se realiza un análisis elastoplástico del sistema de 1GDL, con periodo inicial T_o , y con una deformación de fluencia igual al desplazamiento espectral correspondiente al punto de fluencia, S_{df} . Se determina el desplazamiento espectral máximo absoluto del sistema de 1GDL, que representa el punto de comportamiento de la estructura.
3. En el espectro de capacidad obtenido en el paso 1, se localiza el punto de comportamiento determinado en el paso 2, con lo que es posible calcular el cortante basal máximo, el desplazamiento de azotea máximo, el periodo fundamental equivalente y la distribución de articulaciones plásticas.

Para demostrar el uso de este procedimiento Xianguo (1996) analizó cuatro edificios de concreto reforzado de 4, 8, 10 y 12 niveles, respectivamente y estimó su comportamiento sísmico utilizando el registro del SCT-EW de 1985.

Del análisis de la información presentada en relación al Método del Espectro de Capacidad, se puede concluir lo siguiente:

1. La dificultad de proponer valores de amortiguamiento o de ductilidad para reducir el espectro de respuesta puede conducir a resultados erróneos, al menos de que se lleve a cabo de manera iterativa.

2. El MEC y las modificaciones que hasta ahora han surgido se aplican sólo a estructuras en las que sólo el modo fundamental contribuye significativamente a la respuesta, pudiendo despreciarse la contribución de los modos superiores.

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

3.1. MÉTODO DE LA CARGA LATERAL EQUIVALENTE PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS.

La mayoría de los reglamentos de diseño sugieren y aceptan la sustitución del análisis sísmico dinámico de una estructura por un análisis estático lineal con cargas laterales equivalentes.

El uso de cargas laterales estáticas equivalentes a las sísmicas permite la posibilidad de evaluar el comportamiento sísmico no lineal de edificios de concreto reforzado a través de un análisis del empujón, que consiste en aplicar cargas laterales de distribución conocida, incrementándolas monotónicamente hasta que la estructura alcanza un estado límite preestablecido. La magnitud de estas cargas laterales no es importante, pero sí su distribución con la altura, por lo que distintos investigadores han propuesto diferentes maneras de calcular esta distribución de cargas laterales.

La distribución más común de las cargas laterales estipulada en los códigos es de forma de triángulo invertido, es decir que las cargas se incrementan a medida que aumenta la altura del edificio. En edificios que responden fundamentalmente en su primer modo de vibrar se usa esta distribución de cargas laterales en el análisis del empujón. Cuando se estudia el comportamiento de estructuras de altura considerable, los efectos de los modos superiores sobre la respuesta de la estructura pueden ser de gran importancia, por lo que se requiere realizar un análisis considerando estos efectos.

Para marcos de edificios altos Freeman et al (1994), propusieron una formulación del MEC que considera para el análisis del empujón una distribución de cargas laterales que incluye la contribución de los modos superiores de acuerdo con el método estático de análisis sísmico. Para determinar la distribución de las cargas

laterales, esta formulación requiere de las formas modales y de los factores de participación de todos los modos considerados en el análisis, adicionalmente se necesita de un espectro de aceleración para calcular las contribuciones relativas de las fuerzas correspondientes a cada modo y poder superponerlas mediante una regla de superposición modal.

Reinhorn (1996), propuso otra manera de calcular la distribución de las cargas laterales considerando la contribución de los modos superiores. Este método consiste en determinar una forma modal "equivalente" mediante la combinación de los modos superiores a través de una regla de superposición modal. Determinado este modo "equivalente", se calcula la correspondiente distribución de las cargas laterales, con la que se realiza el análisis del empujón considerando el efecto de los modos superiores en estructuras de altura considerable.

Es posible demostrar que para una demanda sísmica correspondiente a un espectro plano, la distribución de cargas propuesta por Reinhorn es equivalente a la propuesta por Freeman. Sin embargo, para una demanda sísmica correspondiente a un espectro de diseño, como el sugerido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993), las distribuciones de cargas no son equivalentes.

3.2. MODELO DE CARGAS LATERALES DETERMINADAS CON EL MODO FUNDAMENTAL (CRITERIO 1).

En este procedimiento de cálculo de las cargas laterales se desprecian los modos superiores. Este criterio de carga es similar al propuesto en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993) entre otros reglamentos para definir las fuerzas sísmicas en edificios. La distribución de cargas laterales se calcula de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i} V \quad (3.2.1)$$

donde:

F_i = fuerza lateral correspondiente al nivel i .

m_i = masa correspondiente al nivel i .

ϕ_i = forma modal del modo fundamental.

V = cortante basal de la estructura.

El cortante basal (V) de la estructura se determina tomando en cuenta el coeficiente sísmico para la zona donde se ubique el inmueble y el peso total de la estructura.

Al utilizar este criterio de distribución de cargas laterales en el método propuesto en esta investigación se busca determinar qué tanto influye el no considerar los modos superiores en la respuesta total de la estructura y el no estimar el efecto de la degradación de la rigidez.

3.3. MODELO DE CARGAS LATERALES DETERMINADAS CON LOS MODOS SUPERIORES (CRITERIO 2).

Este modelo de cargas laterales se utiliza para incluir el efecto de los modos superiores en el análisis del empujón. Para calcular la distribución de las cargas laterales equivalentes considerando los modos superiores se estudian las formulaciones usadas por Freeman (1994) y Reinhorn (1996).

Freeman (1994) propuso su formulación del MEC, basada en el uso del método estático para incluir el efecto de los modos superiores en la distribución de las cargas laterales mediante la combinación de las cargas correspondientes a cada modo considerado en el análisis. Esta combinación se logra mediante la regla de superposición modal de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS), Chopra (1980).

La ecuación usada por Freeman para calcular la distribución de las cargas laterales considerando los modos superiores resulta ser:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} S_{aj} m_i \right)^2} \quad (3.3.1)$$

donde:

m_k = masa del piso k.

ϕ_{kj} = forma modal del piso k en el modo j

S_{aj} = aceleración espectral en el modo j.

Reinhorn (1996) propuso una formulación que incluye el efecto de los modos superiores a través de un modo fundamental "equivalente". Este modo

fundamental equivalente se determina a través del SRSS. La ecuación para determinar las cargas laterales es la siguiente:

$$F_i = \frac{w_i \left[\sum_j (\phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}}{\sum_i w_i \left[\sum_j (\phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}} V \quad (3.3.2)$$

donde:

W_i = peso del nivel i .

Γ_j = factor de participación del nivel j .

V = cortante basal de la estructura.

Para determinar el cortante basal (V) en la ecuación 3.3.2 se utiliza un espectro plano de aceleración espectral. Esta es una limitante de la formulación propuesta por Reinhorn, ya que si se utiliza un espectro de diseño no resulta tan clara la manera de calcular el cortante basal de la estructura considerando la contribución de los modos superiores.

La distribución de las cargas laterales obtenidas utilizando las formulaciones propuestas por Freeman y Reinhorn resultan ser iguales cuando se utiliza un espectro plano de aceleración espectral.

Con base en lo anterior, para el cálculo de la distribución de las cargas laterales considerando el efecto de los modos superiores, en este trabajo se utiliza el siguiente procedimiento:

1. Se determinan las propiedades dinámicas elásticas de la estructura estudiada, es decir, el periodo de vibración, los factores de participación y las formas modales de los modos considerados en el análisis.

2. Las fuerzas equivalentes en cada nivel se calculan de acuerdo con la ecuación 3.3.1.

Para esta investigación se utilizó un espectro plano de aceleración espectral para determinar el S_{aj} y poder así calcular las fuerzas laterales equivalentes de cada modo.

3. Para obtener la curva de comportamiento de la estructura se realiza el análisis del empujón con la distribución de cargas laterales determinada en el paso 2. Cuando la rigidez de la estructura cambia, es decir que existen elementos estructurales que alcanzan su resistencia máxima y aparecen las articulaciones plásticas en sus extremos, el procedimiento para el cálculo de la distribución de las cargas laterales se repite a partir del paso 1, con la diferencia que las propiedades dinámicas corresponden a un estado inelástico de la estructura. De esta manera se toma en cuenta la degradación de la rigidez de la estructura en el cálculo de las cargas laterales utilizadas en el análisis del empujón.
4. Se continúa realizando el análisis del empujón a la estructura de VGDL hasta que la misma alcanza un estado límite preestablecido o un mecanismo de falla.

3.4. PROGRAMA DE ANÁLISIS NO LINEAL DRAIN 2DX MODIFICADO.

El objetivo principal de un análisis estructural es determinar los desplazamientos y fuerzas internas de los elementos que conforman una estructura. En la mayoría de los casos, la relación fuerza–desplazamiento en un análisis estructural se asume como lineal, sin embargo, el comportamiento “real” de una estructura bajo cierto nivel de esfuerzo no es lineal, lo que puede conducir a errores en los desplazamientos y en las fuerzas internas determinados con el análisis. Por esto en los últimos 20 años se han llevado a cabo investigaciones en el área de análisis no lineal, desarrollándose programas de computadora que permiten considerar el comportamiento inelástico en las estructuras. En esta investigación, para considerar en el análisis el comportamiento no lineal de los elementos que conforman una estructura, se utiliza como herramienta de cálculo el programa DRAIN 2DX (Prakash, V., Powell, G.y Campbell, S, (1993)).

El DRAIN 2DX es un programa de análisis de estructuras bidimensionales. En él, la estructura se modela idealizándola como un ensamble de elementos discretos conectados en sus nodos. El programa acepta que el modelo puede estar formado por diferentes tipos de elementos, como son:

1. Armadura inelástica (tipo 01).
2. Elemento viga-columna (tipo 02).
3. Elemento de conexiones semi-rígidas (tipo 04).
4. Elemento de muro elástico (tipo 06).
5. Elemento a tensión/compresión (tipo09).
6. Elemento fibra viga-columna (tipo 15).

El programa considera que cada nodo del modelo analítico puede tener 3 grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación, que son los grados de libertad suficientes para describir las deformaciones de una estructura en el plano.

Para realizar el análisis estático con cargas laterales incrementales (análisis del empujón), las cargas laterales deben estar aplicadas en los nodos. Las cargas gravitacionales usadas en los análisis estático y dinámico deben estar definidas en los nodos. En el análisis del empujón las cargas laterales se aplican según un número de pasos y sub-pasos controlados por los incrementos de las cargas.

Ya que el programa no considera los efectos inelásticos en el cálculo de los periodos de vibración, los factores de participación y las formas modales, fue necesario realizar una modificación al programa original para determinar las variaciones de las propiedades dinámicas cada vez que ocurren efectos inelásticos en la estructura. Además se integró al programa una subrutina que calcula la distribución de las cargas laterales considerando la contribución de los modos superiores y el cambio en la rigidez de la estructura (criterio 2 de carga).

La modificación hecha en el programa DRAIN 2DX consiste en lo siguiente:

1. Se agregó una nueva subrutina para calcular las propiedades dinámicas cada vez que la rigidez de la estructura cambia debido a la aparición de efectos inelásticos, es decir, que al realizar el análisis estático del empujón se calculan los periodos de vibración, las formas modales y los factores de participación, cada vez que se degrada la rigidez de la estructura debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales.
2. Se agregó una nueva subrutina para calcular la distribución de las cargas laterales considerando la contribución de los modos superiores. Las cargas se determinan para cada modo considerado en el análisis y luego se combinan mediante la regla de la SRSS.

Con estas modificaciones es posible determinar cuánto influye el cambio de rigidez de la estructura en los resultados obtenidos del análisis del empujón y de

esta manera estimar, si es importante considerar, la degradación de la rigidez de la estructura al ser sometida a un sismo en particular.

3.5. MÉTODO PROPUESTO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MARCOS PLANOS.

Para determinar el comportamiento no lineal en marcos de concreto reforzado, en este trabajo se propone un procedimiento simplificado para determinar la distribución de los desplazamientos, de las distorsiones y de las articulaciones plásticas que resulta de someter a la estructura a un registro sísmico determinado. El método propuesto es una variación del Método del Espectro de Capacidad, y a diferencia de este, no se compara el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de respuesta para determinar el punto de comportamiento. En el método propuesto, la estructura equivalente de 1GDL se somete a uno o varios registros sísmicos y se obtiene su desplazamiento espectral máximo, siendo este desplazamiento el punto de comportamiento de la estructura de VGDL.

El método propuesto incluye el efecto de la variación de las cargas sísmicas debido a la degradación de la rigidez a medida que aparecen efectos inelásticos en la estructura y el efecto de la participación de los modos superiores para determinar el comportamiento sísmico.

Cuando se incluye la contribución de los modos superiores en el método propuesto, se consideran dos formulaciones para determinar el comportamiento sísmico de marcos planos. En la primera formulación (criterio 2 – A), de la curva de capacidad determinada de un análisis del empujón se considera sólo la contribución del modo fundamental, con lo que es posible determinar las propiedades del sistema equivalente de 1GDL. En la segunda formulación (criterio 2 – B), las propiedades del sistema de 1GDL se obtienen de la curva de capacidad

correspondiente a un modo "equivalente" que incluye la contribución de los modos superiores.

El procedimiento propuesto en esta investigación para estimar el comportamiento sísmico en marcos planos se detalla a continuación:

1. Se realiza un análisis estático no lineal del empujón de la estructura de VGDL, con lo que se obtiene la relación cortante basal (V) contra desplazamiento de azotea (D).
2. La curva cortante basal (V) contra desplazamiento de azotea (D) se aproxima con otra en forma bilineal y se transforma a un espacio de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d) mediante las siguientes ecuaciones:

$$PF_{ij} = \left[\frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \right] \phi_{ij} \quad (3.5.1)$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{K=1}^N m_K \phi_{Kj} \right]^2}{\left[\sum_{K=1}^N m_K \right] \left[\sum_{K=1}^N m_K \phi_{Kj}^2 \right]} \quad (3.5.2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_j} \quad (3.5.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{azotea}}{PF_{ij}} \quad (3.5.4)$$

donde:

PF_{ij} = factor de participación modal para el nivel i en el modo j.

α_j = factor de participación del cortante basal en el modo j.

m_k = masa del piso k.

ϕ_{kj} = forma modal del piso k del modo j.

Δ_{azotea} = desplazamiento correspondiente a la azotea del edificio.

S_d = desplazamiento espectral.

V = cortante basal.

W = peso total de la estructura.

S_a = aceleración espectral.

3. Se transforma la masa total de la estructura de VGDL a la correspondiente del primer modo. Para transformar la masa se toman en cuenta dos criterios de evaluación del comportamiento sísmico, esto es:

Criterio 1

$$m_1 = [\phi]^t [M][\phi] \quad (3.5.5)$$

Criterio 2.

(A)

$$m_1 = [\phi]^t [M][\phi] \quad (3.5.6)$$

(B)

$$m_1 = [\bar{\phi}_{i1}]^t [M][\bar{\phi}_{i1}] \quad (3.5.7)$$

$$\bar{\phi}_{i1} = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (3.5.8)$$

donde:

m_1 = masa modal correspondiente al primer modo.

$[\phi]$ = forma modal correspondiente al primer modo.

$[\bar{\phi}]$ = forma modal "equivalente".

$[M]$ = matriz de masa diagonal de la estructura de VGDL.

4. Se determina la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d), multiplicando la masa modal por la aceleración espectral (S_a) obtenida en el paso 2. Esta curva representa las características equivalentes del sistema de 1GDL, donde se puede calcular la rigidez elástica e inelástica del sistema, así como la fuerza de fluencia equivalente.
- En el caso del criterio de evaluación 2 – A, de la curva de capacidad considerando modos superiores sólo se toma en cuenta la contribución del modo fundamental para calcular la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d). Para determinar la curva de capacidad para el primer modo con la contribución de los modos superiores se sigue el siguiente procedimiento:
 - La curva de capacidad se idealiza a través de líneas rectas, determinándose los puntos que corresponden a la primera fluencia, a la capacidad última y a los puntos intermedios, figura 3.5.1.

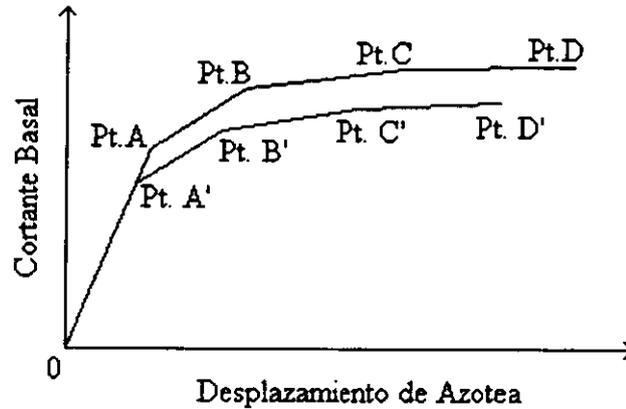


Figura 3.5.1. Curva de capacidad idealizada.

- De la porción 0-A de la curva de capacidad con la contribución de los modos superiores se determina la contribución del primer modo y se obtiene el punto A', que corresponde a la curva de capacidad considerando sólo el primer modo. Esto se determina a través de las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_{azotea}^{(modo\ 1)} = \frac{\Delta_{azotea}^{(modo\ N)}}{\Gamma_1^*} \quad (3.5.9)$$

$$V_{basal}^{(modo\ 1)} = \alpha_1 V_{basal}^{(modo\ N)} \quad (3.5.10)$$

$$\Gamma_1^* = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{k1}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{k1}^2} \quad (3.5.11)$$

donde:

Γ_1^* = factor de participación del modo fundamental.

α_1 = factor de participación del cortante basal del modo fundamental
(ecuación 3.5.2).

- Se determinan los puntos restantes de la curva de capacidad de la misma manera que en el paso anterior, tomando en cuenta la degradación de la rigidez de la estructura para calcular Γ_1^* y α_1 .
5. Se realiza un análisis no lineal del sistema de 1GDL aplicando un registro sísmico, del que se obtiene el desplazamiento espectral máximo (S_d) que representa el punto de comportamiento de la estructura.
 6. Se transforma el desplazamiento espectral máximo (S_d), obtenido en el paso 5, de un sistema de 1GDL al de VGDL, tomando en cuenta los distintos criterios de evaluación:

Criterio 1.

$$\Delta_{azotea} = S_d PF_{azotea} \quad (3.5.12)$$

Criterio 2

(A)

$$\Delta_{azotea}^{(modo 1)} = S_d PF_{azotea 1}^* \quad (3.5.13)$$

$$\Delta_{azotea}^{(modo N)} = \Delta_{azotea}^{(modo 1)} \Gamma_1^* \quad (3.5.14)$$

(B)

$$\Delta_{azotea}^{(modo N)} = S_d PF_{azotea 1}^* \quad (3.5.15)$$

donde:

Δ_{azotea} = desplazamiento de azotea para la estructura de VGDL sin considerar la degradación de rigidez.

$\Delta_{azotea}^{(modo 1)}$ = desplazamiento de azotea correspondiente a considerar sólo la

contribución del primer modo.

$PF_{azotea 1}^*$ = factor de participación modal de azotea en el modo 1er. modo considerando la degradación de la rigidez.

$\Delta_{azotea}^{(modo N)}$ = desplazamiento de azotea correspondiente a la contribución de los modos superiores.

Γ_1^* = factor de participación del modo fundamental considerando la degradación de la rigidez (ecuación 3.5.11).

7. Se realiza un nuevo análisis del empujón, con el desplazamiento límite de azotea (Δ) obtenido en el paso 6, con lo que se pueden determinar los desplazamientos laterales de piso, las distorsiones de entrepiso y la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales.

3.6. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO.

Para realizar el análisis dinámico no lineal paso a paso se utiliza el programa DRAIN 2DX. El procedimiento empleado por este programa para calcular la respuesta inelástica de una estructura ante un sismo determinado es resolviendo la ecuación del movimiento (ecuación 3.6.1) para cada paso de tiempo. La integración numérica paso a paso se lleva a cabo con el método de aceleración constante, es decir, que la aceleración y las propiedades dinámicas del sistema permanecen constantes durante el paso de tiempo.

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = -[M]\ddot{u}_g \quad (3.6.1)$$

donde:

$[M]$ = matriz de masa de la estructura de VGDL.

$[C]$ = matriz de amortiguamiento.

$[K]$ = matriz de rigidez de la estructura.

x = desplazamiento del sistema.

\ddot{u}_g = aceleración del terreno.

En análisis no lineales paso a paso es necesario definir una matriz de amortiguamiento, la cual generalmente se aproxima por el amortiguamiento de Rayleigh. Este tipo de amortiguamiento se define de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$[c] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (3.6.2)$$

Los factores de proporcionalidad con la matriz de masa (α) y con la matriz de rigidez (β), se obtienen de la siguiente expresión:

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (3.6.2)$$

donde:

ξ_m = porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para el modo m.

ξ_n = porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para el modo n.

ω_m = frecuencia correspondiente al modo m.

ω_n = frecuencia correspondiente al modo n.

MODELO ESTUDIADO.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura estudiada es un edificio para oficinas, localizada en la zona III con base en la zonificación del valle de México. La misma está formada de marcos de concreto reforzado con una cimentación a base de pilotes de punta apoyados sobre la primera capa dura. Su planta es de forma cuadrada y consta de cuatro marcos que están formados por tres crujeas de 8 metros cada una. El edificio tiene 17 pisos y su altura de entrepiso es de 3.20 metros, a excepción del primero que es de 4 metros. Las trabes tienen 35x90 cm en todos los pisos, además existen vigas secundarias con las mismas dimensiones a la mitad de cada claro. Las columnas tienen 4 tipos de secciones, 110x110 cm, 90x90 cm, 75x75 cm y de 60x60 cm. El espesor de la losa es de 10 cm. en todos los pisos. La geometría general del edificio se presenta en las figuras 4.1.1 y 4.1.2.

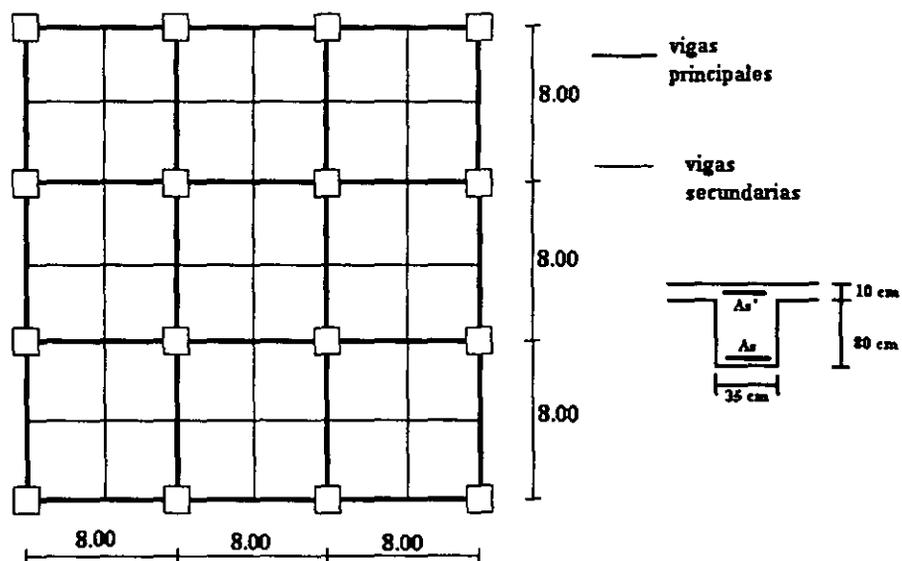


Figura 4.4.1. Geometría en planta del edificio.

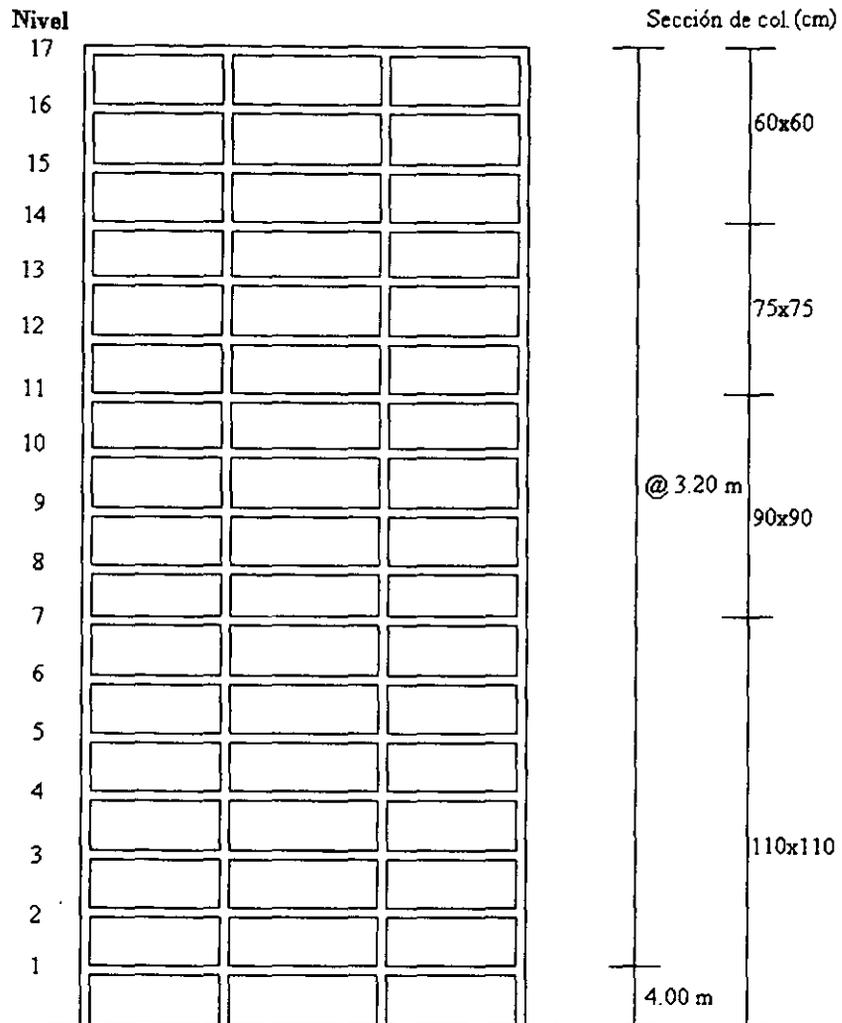


Figura 4.1.2. Geometría en elevación del edificio.

4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO.

La estructura se diseñó, Varela (1996), según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993) y sus Normas Complementarias para Diseño por Sismo.

Las cargas vivas consideradas para la combinación de cargas muerta y viva máximas fueron de 100 kg/m^2 para la azotea y de 250 kg/m^2 para los demás niveles de la estructura. Las cargas vivas instantáneas utilizadas para la combinación por sismo fueron de 70 kg/m^2 y 180 kg/m^2 para la azotea y demás niveles, respectivamente.

La distorsión angular máxima de entrepiso debida a fuerza cortante fue fijada en 0.012. Las secciones de los elementos estructurales fueron diseñadas para que no se excediera este valor, Varela (1996).

Para llevar a cabo los análisis, bajo carga muerta y viva máximas, carga muerta y viva instantánea, y por fuerzas sísmicas se usó el programa SAP90. A fin de calcular las acciones debidas al sismo se utilizó el método dinámico modal espectral, Varela (1996).

Las cuantías de refuerzo resultante para las trabes y las columnas del edificio se presentan en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

Nivel	Acero positivo	Acero negativo
1	4#8 + 2#6	8#8
2	4#8 + 2#6	8#8
3,4,5,6,7,8	6#8 + 2#6	10#8
9,10	4#8 + 2#6	8#8
11,12	4#8	6#8 + 2#6
13,14,15	2#8 + 2#6	6#8
16	3#6	5#6
17	1#8 + 2#6	4#6

Tabla 4.2.1. Acero positivo y negativo en traves del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Cols. Interiores	Cols. Exteriores
1,2,3,4	110x110	32#10	32#10
5,6,7	110x110	16#10	16#10
8,9,10,11	90x90	12#10	12#10
12,13,14	75x75	16#8	12#8
15,16,17	60x60	20#8	16#8

Tabla 4.2.2. Secciones y acero de refuerzo en columnas del edificio.

4.3. RESISTENCIAS NOMINALES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En el diseño de los elementos estructurales se usó concreto clase 1. Las propiedades nominales de los materiales que se emplearon en el diseño de los marcos, Varela (1996), se describen a continuación:

Resistencia a la compresión: $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_c = 14000 \cdot \sqrt{f'c} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

La variación en las secciones de columnas en el edificio de 17 niveles, propuesta por Varela (1996), corresponde a una práctica en desuso, en la actualidad se tiende a uniformizar y/o evitar cambios bruscos en las secciones de los elementos estructurales verticales, para evitar concentraciones de las deformaciones relativas de entrepisos.

4.4. SOBRE-RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para estimar el comportamiento sísmico de una estructura es necesario considerar las resistencias "reales" de los elementos estructurales. Para evaluar el comportamiento de las estructuras que incursionan en el rango no lineal es importante incluir la sobre-resistencia de sus elementos estructurales.

Lauces (1995), Camilo (1996) y Varela (1996), estudiaron los principales factores que afectan la resistencia en los elementos estructurales. Estos factores se presentan a continuación:

1. Modelo realista del comportamiento del acero.
2. Modelo realista del comportamiento del concreto.

3. Confinamiento del concreto.
4. Contribución de la losa de piso.
5. Contribución del acero a compresión.
6. Contribución del área de acero real en los elementos estructurales.
7. Efecto de la velocidad de aplicación de la deformación en el acero.
8. Efecto de la velocidad de aplicación de la deformación en el concreto.

Tomando en cuenta estos factores y considerando las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales, Varela (1996) obtuvo los diagramas momento–curvatura, con lo que definió las sobre-resistencias en traveses, que son utilizadas en esta investigación para definir las propiedades de las mismas. Así mismo calculó los diagramas de interacción momento–carga axial para las columnas considerando las sobre-resistencias.

A continuación se presentan los momentos resistentes considerando sobre-resistencia en las traveses y columnas.

Niveles	Momento con s-r positivo	Momento con s-r negativo
1	197.36	270.64
2	197.36	270.64
3,4,5,6,7,8	281.48	326.64
9,10	197.88	270.74
11,12	154.48	241.40
13,14,15	121.64	214.16
16	66.40	134.44
17	78.24	132.02

Tabla 4.4.1. Momentos resistentes con sobre-resistencia en las traveses.

Niveles	Momento con s-r de columnas exteriores	Momento con s-r de columnas interiores
1,2,3,4	871.00	985.00
5,6,7	550.00	662.00
8,9,10,11	326.25	383.00
12,13,14	168.00	235.00
15,16,17	132.00	164.00

Tabla 4.4.2. Momentos resistentes con sobre-resistencia en las columnas.

RESULTADOS.

5.1. INFLUENCIA DEL CAMBIO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ SOBRE LAS FORMAS MODALES.

En los análisis comunes del empujón se considera que las propiedades dinámicas de las estructuras no cambian dramáticamente al someterlas a un determinado sistema de cargas. En esta investigación se estudió qué tanto cambian las propiedades dinámicas al aplicarse a un marco de 17 niveles una distribución de cargas laterales que simulan las acciones sísmicas. Para este marco se determinó la manera en que las formas modales varían al degradarse su rigidez cuando ocurren efectos inelásticos.

La figura 5.1.1 muestra la variación correspondiente al modo fundamental del marco. Al comparar las formas modales correspondientes a los periodos de $T = 1.725$ seg. (periodo elástico) y de $T = 5.67$ seg. que corresponde a un cortante en la base del marco 2.9 veces mayor que el de diseño, se puede observar que hay una variación significativa de la forma modal debido a la degradación de la rigidez. Cuando la estructura tiene un periodo de $T = 5.67$ seg. existe un daño significativo en el marco por la aparición de articulaciones plásticas en trabes y columnas, lo que explica la diferencia con las formas modales elásticas.

En las figuras 5.1.2 y 5.1.3 se puede observar que no hay un cambio dramático en las formas modales (segunda y tercera) cuando la estructura pasa de un estado elástico a un estado inelástico. Esto se debe a que el edificio responde principalmente en el primer modo de vibrar, siendo en este donde el cambio en la rigidez de la estructura impacta de manera más importante.

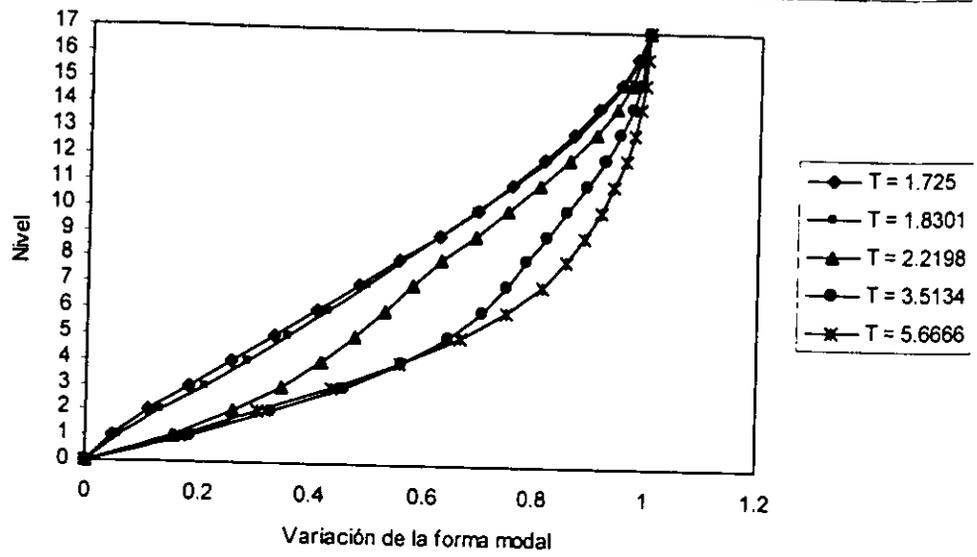


Figura 5.1.1. Variación del primer modo con el cambio de rigidez.

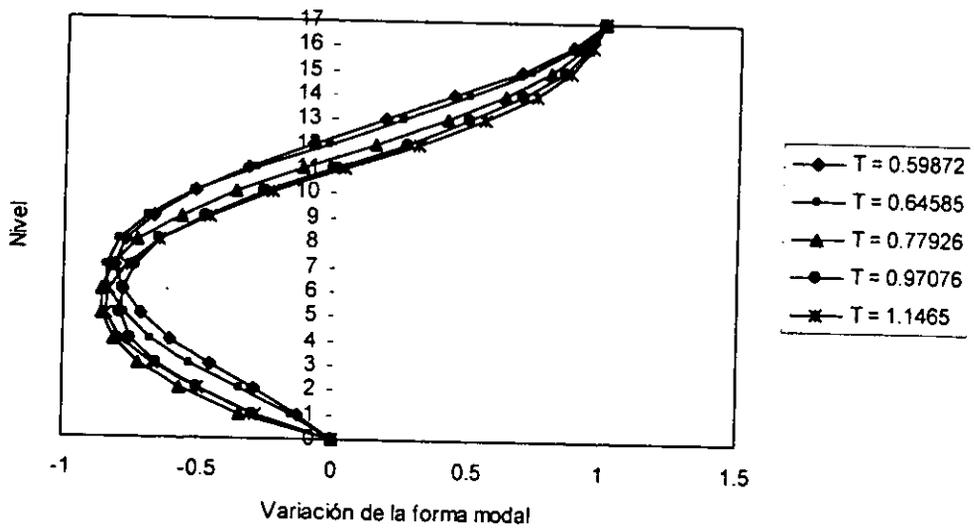


Figura 5.1.2. Variación del segundo modo con el cambio de rigidez.

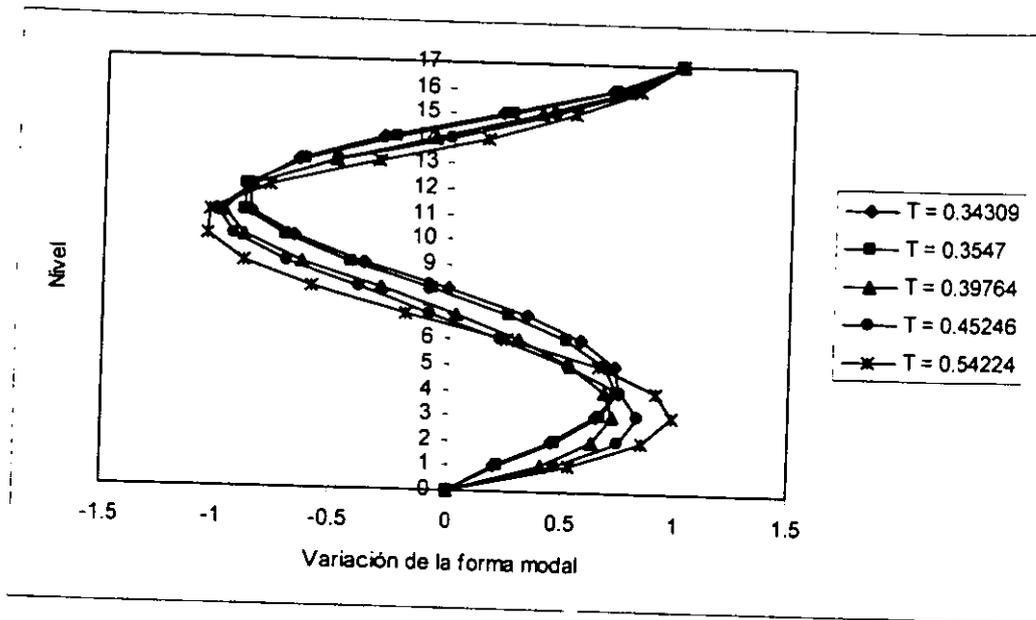


Figura 5.1.3. Variación del tercer modo con el cambio de rigidez.

5.2. COMPARACIÓN DE LAS DOS DISTRIBUCIONES DE CARGAS LATERALES EQUIVALENTES ESTUDIADAS.

Tomando en cuenta los dos criterios de distribución de cargas laterales estudiados en esta investigación, se determinó, para un mismo valor de cortante basal, la distribución de las cargas laterales en el marco, figura 5.2.1.

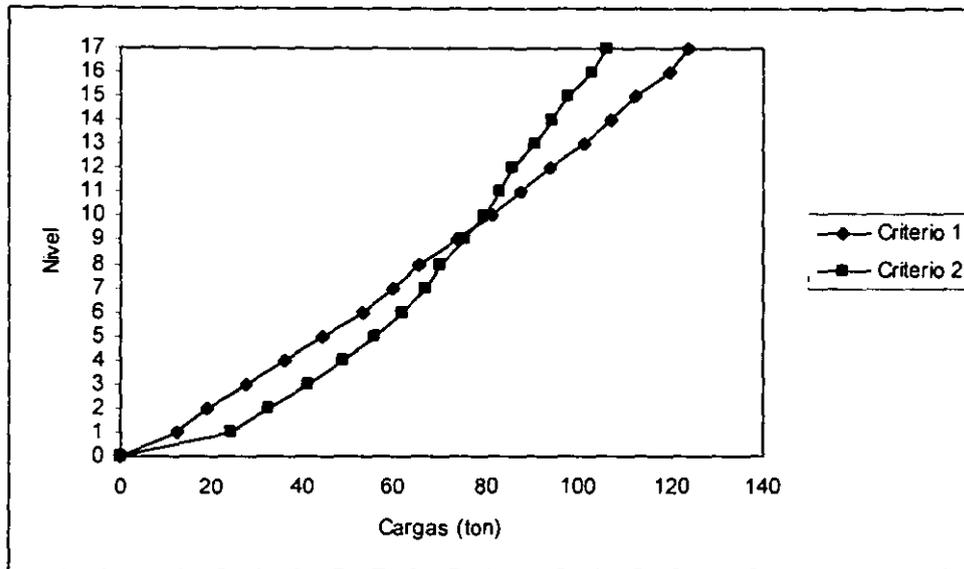


Figura 5.2.1. Comparación de la distribución de las cargas laterales.

En la figura anterior se puede observar que las cargas laterales determinadas con el criterio 1 de carga, son mayores para los niveles del 11 al 17 de la estructura analizada, en relación con las obtenidas utilizando la contribución de los modos superiores (criterio 2 de carga). Las cargas laterales determinadas con el criterio 1 son significativamente menores a las determinadas con el criterio 2 para los niveles del 1 al 7 del marco analizado.

En la figura 5.2.2 se presenta la variación de la distribución de las cargas laterales considerando el cambio que sufre la rigidez de la estructura.

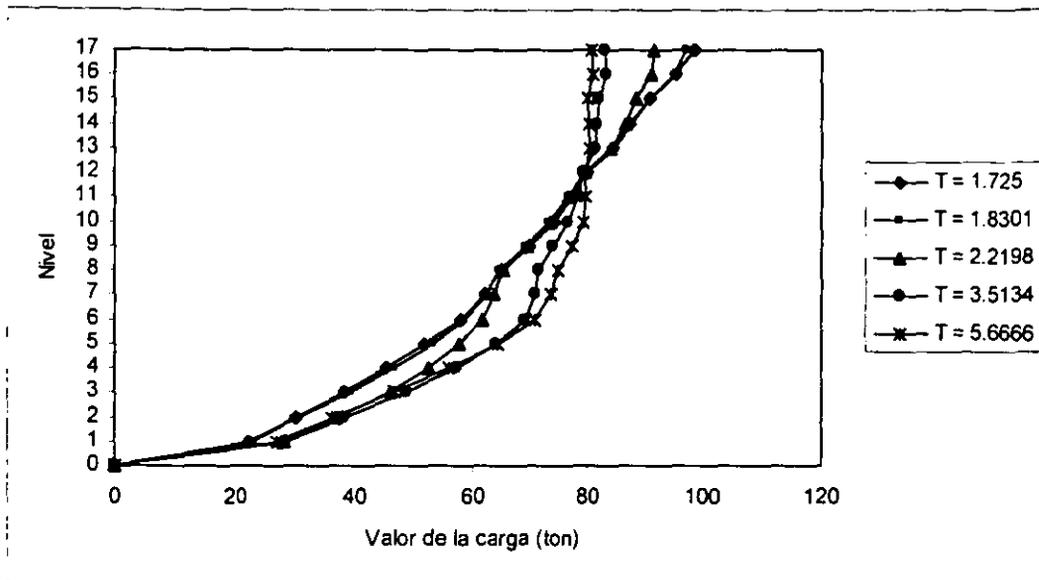


Figura 5.2.2. Variación de la distribución de las cargas laterales.

A medida que las cargas laterales se incrementaron en el análisis del empujón, la rigidez de la estructura se degradó al ocurrir efectos inelásticos y en consecuencia las propiedades dinámicas en la estructura cambiaron, con lo que se pudo determinar la variación de la distribución de las cargas laterales. En la figura 5.2.2 se ilustra las distribuciones de las cargas laterales, entre otras, para un periodo de $T = 1.725$ seg. correspondiente a la estructura sin daño y de $T = 5.67$ seg.; se puede observar que hay variación significativa de las cargas laterales para los niveles del 2 al 10 y del 13 al 17 del marco analizado a medida que se degrada la rigidez del mismo.

5.3. CURVAS DE CAPACIDAD CORRESPONDIENTES A LOS DOS CRITERIOS DE CARGAS LATERALES EQUIVALENTES.

Se realizó el análisis del empujón al marco estudiado aplicando los dos tipos de distribución lateral de cargas equivalentes, con lo que se determinaron dos curvas en términos de cortante basal contra desplazamiento de azotea, que representan la capacidad de la estructura de 17 niveles ante cargas laterales incrementales.

En la figura 5.3.1 se muestra la curva de capacidad de la estructura cuando es empujada con una distribución de carga lateral determinada utilizando el criterio 1 de carga. Para determinar esta curva de capacidad no se consideró el cambio que sufre la distribución de las cargas laterales debido a la degradación de la rigidez, esto para estimar, si es importante considerar el cambio en la rigidez de la estructura en la aplicación del método de evaluación propuesto en esta investigación.

En la figura 5.3.2 se muestra la curva de capacidad de la estructura obtenida del análisis del empujón con la distribución de cargas las laterales calculadas con el criterio 2 de carga. Para determinar esta curva de capacidad se tomó en cuenta el cambio en la rigidez de la estructura.

En la figura 5.3.3 se muestra la comparación de las curvas de capacidad obtenidas al utilizar los dos criterios para el cálculo de las cargas laterales.

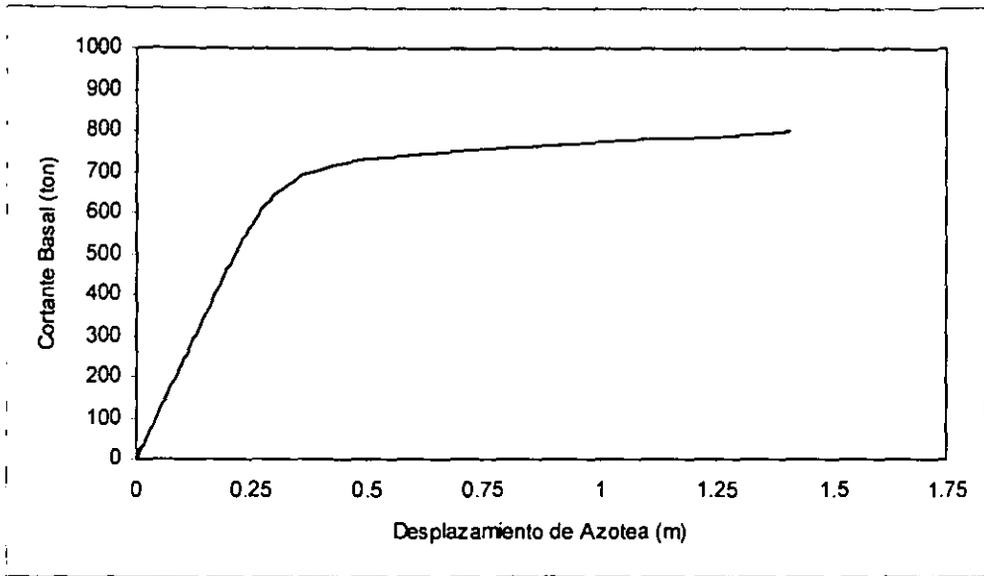


Figura 5.3.1. Curva de capacidad obtenida con el criterio 1.

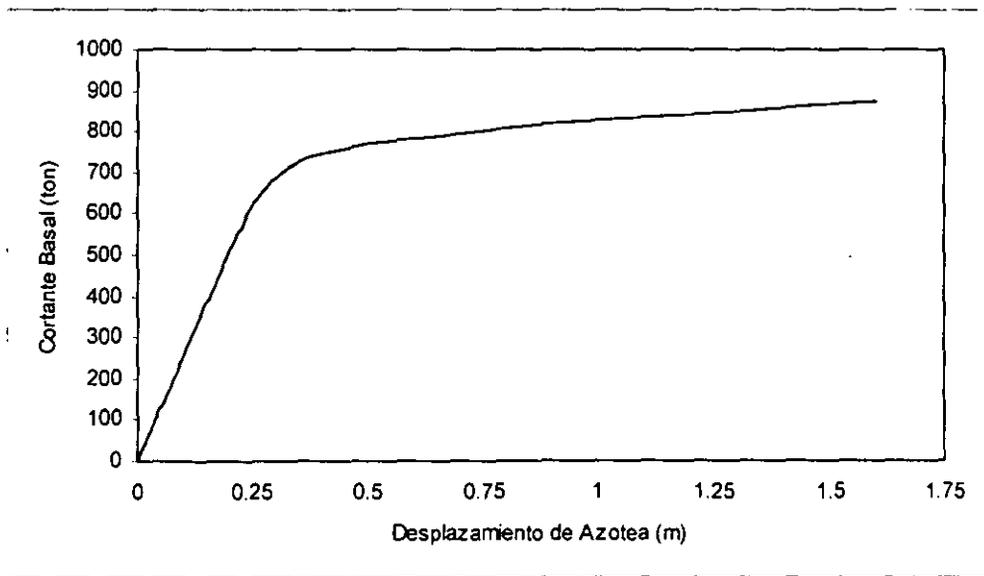


Figura 5.3.2. Curva de capacidad obtenida con el criterio 2.

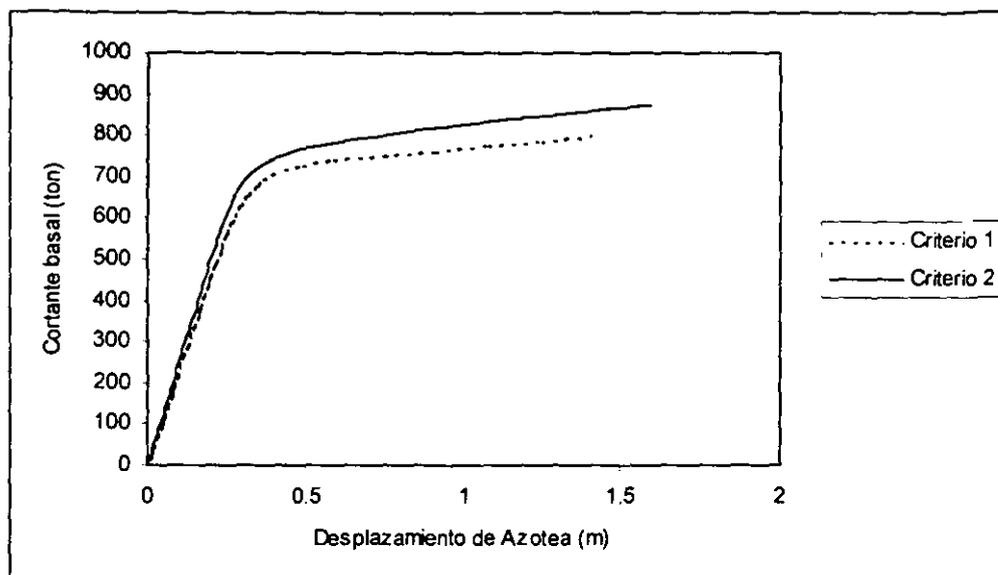


Figura 5.3.3 Curvas de capacidad obtenidas con los criterios 1 y 2.

En la figura 5.3.3 se muestran la superposición de las curvas de capacidad determinadas con el análisis del empujón, utilizando los dos criterios de cargas laterales. La curva de capacidad, determinada aplicando el criterio 1 de cargas laterales es más conservadora en el rango de comportamiento no lineal, que la curva de capacidad determinada aplicando el criterio 2 de cargas laterales, esto se debe a la distribución de las cargas laterales usadas en el análisis del empujón.

5.4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 1.

En esta sección se determinó el comportamiento sísmico del marco de 17 de niveles con el método simplificado propuesto, utilizando el criterio 1 de cargas laterales.

Se realizó un análisis del empujón a la estructura de VGDL, con lo que se determinó la curva de capacidad mostrada en la figura 5.4.1. Esta curva de capacidad se aproximó a una forma bilineal y se transformó en términos de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d), figura 5.4.2.

De la curva idealizada se determinaron los parámetros necesarios para convertir el sistema de VGDL en uno equivalente a 1GDL, siendo estos parámetros los siguientes:

$$m_1 = [\phi]^t [M] [\phi] = 129.50 \frac{\text{ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$K_{\text{elástica}} = 1718.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_{\text{inelástica}} = 42.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$V_y^* = 374.16 \text{ ton}$$

$$\xi = 5 \%$$

donde:

m_1 = masa modal del sistema de 1GDL.

ϕ = forma modal del 1er. modo.

$[M]$ = matriz diagonal de masa del sistema de VGDL.

$K_{\text{elástica}}$ = rigidez elástica de la estructura de 1GDL.

$K_{\text{inelástica}}$ = rigidez inelástica de la estructura de 1GDL.

V_y^* = fuerza cortante de fluencia del sistema de 1GDL.

ξ = amortiguamiento crítico.

El sistema equivalente de 1GDL se analizó con el registro sísmico de la SCT componente EW del sismo de Michoacán 1985, con lo que se determinó su desplazamiento espectral máximo (S_d), el que resultó ser:

$$S_d = 0.355092 \text{ m}$$

El desplazamiento espectral máximo del sistema equivalente de 1GDL se convirtió en el desplazamiento correspondiente del sistema de VGDL, multiplicando el S_d por el factor de participación modal del nivel de azotea en el modo fundamental ($PF_{17,1}$), esto es:

$$\Delta_{\text{azotea}} = 0.355092 * 1.3545 = 0.4810 \text{ m}$$

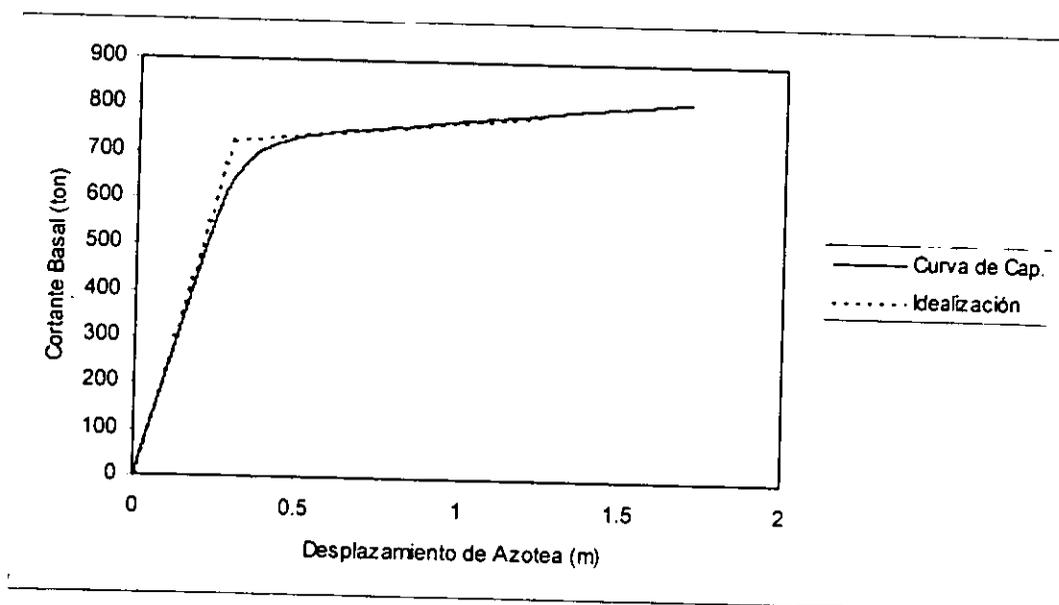


Figura 5.4.1. Curva de capacidad aplicando el criterio 1 de carga.

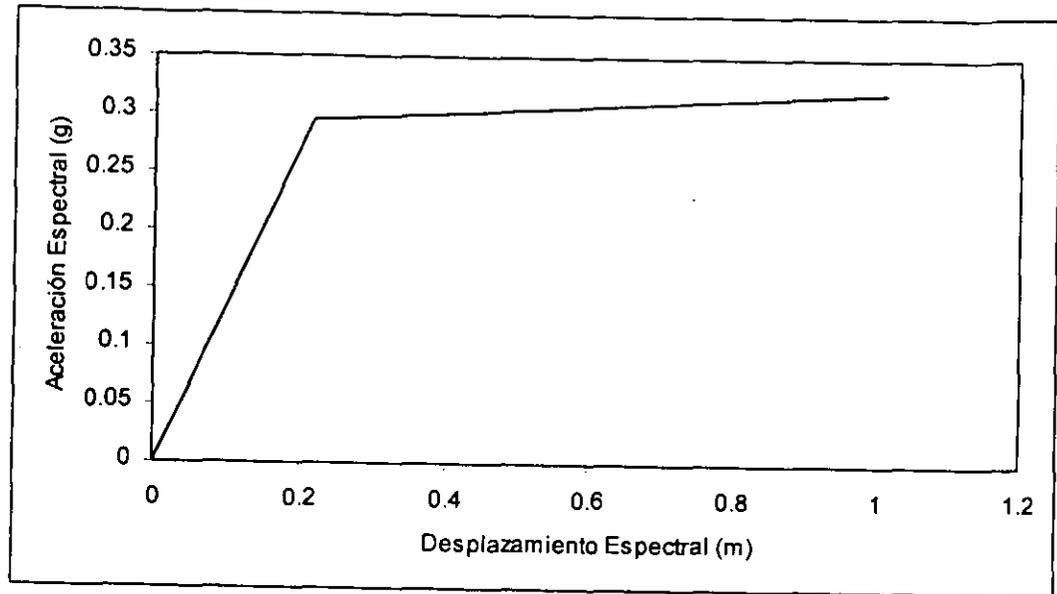


Figura 5.4.2. Curva S_a vs. S_d .

Se realizó un nuevo análisis del empujón, hasta que el desplazamiento preestablecido de azotea (0.4810 m.) fue alcanzado, con lo que se determinó la distribución de los desplazamientos de piso y de las distorsiones de entrepiso, figuras 5.4.3 y 5.4.4, respectivamente.

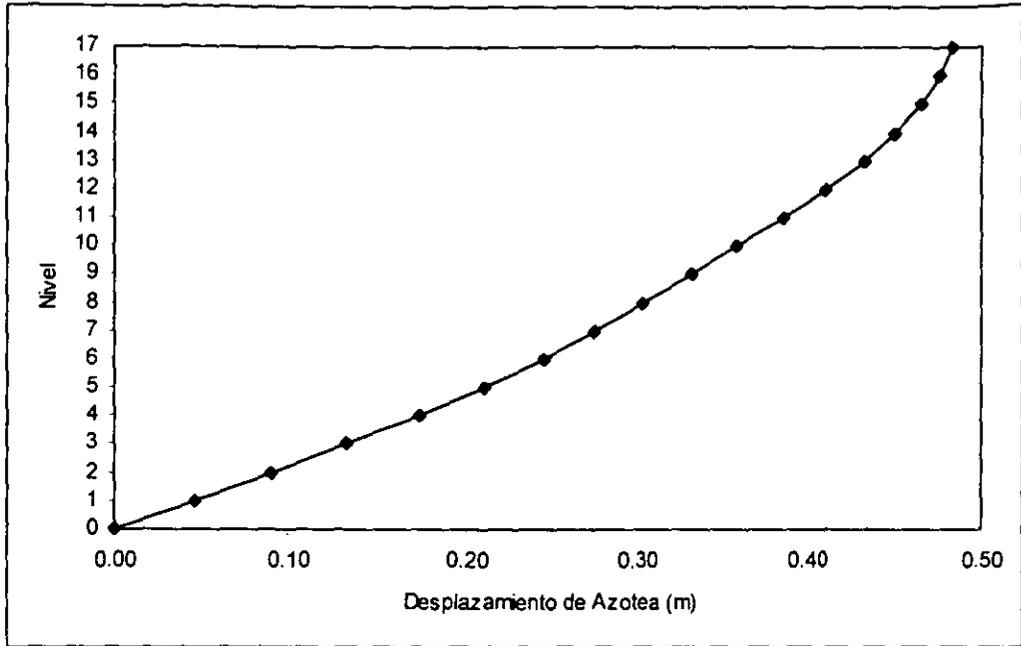


Figura 5.4.3. Desplazamientos laterales del marco.

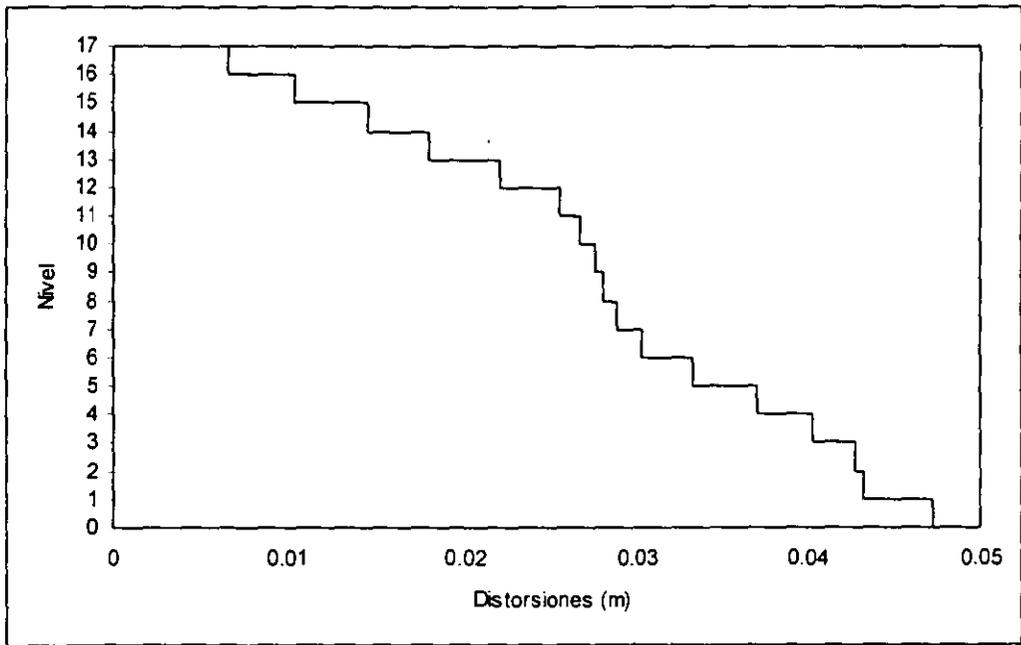


Figura 5.4.4. Distorsiones de entrepiso.

En la figura 5.4.5 se presenta la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas del marco para un desplazamiento de azotea de 0.4810 m.

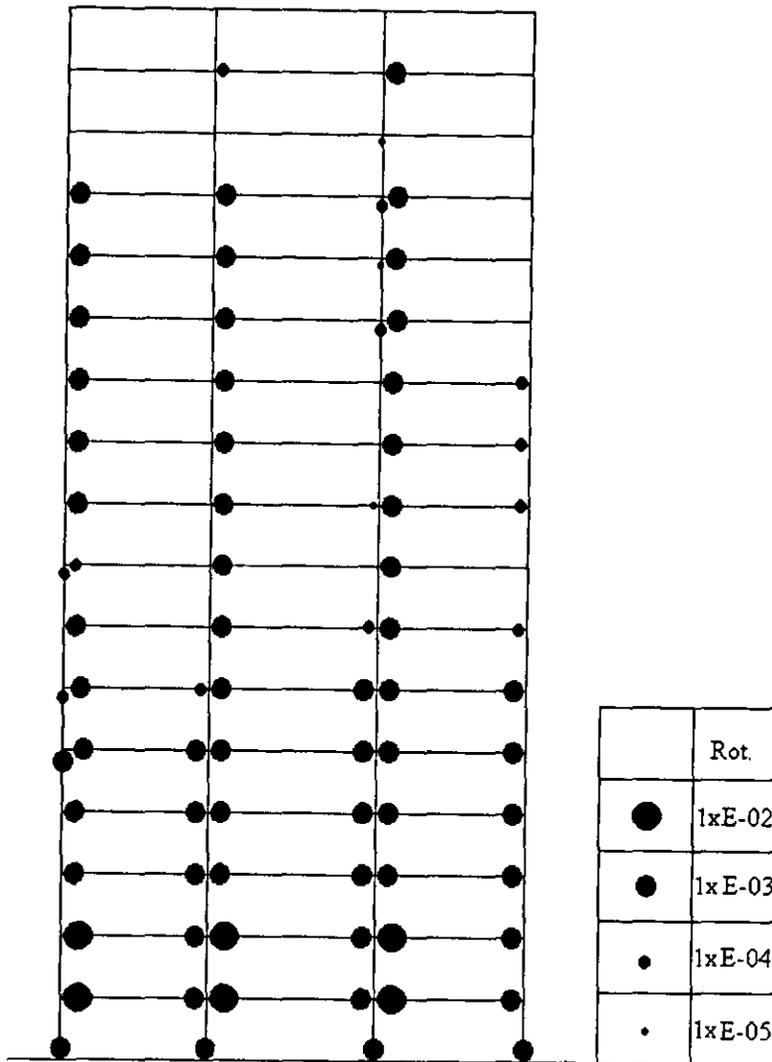


Figura 5.4.5. Distribución de articulaciones plásticas.

5.5. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 2 – A.

Aplicando el método de evaluación propuesto, se determinó el comportamiento sísmico del marco de 17 niveles considerando el criterio 2 de carga. Para ello se realizó un análisis del empujón y se obtuvo la curva de capacidad del marco, figura 5.5.1.

La curva de capacidad se aproximó con una forma bilineal y de ésta se determinó la contribución sólo del primer modo.

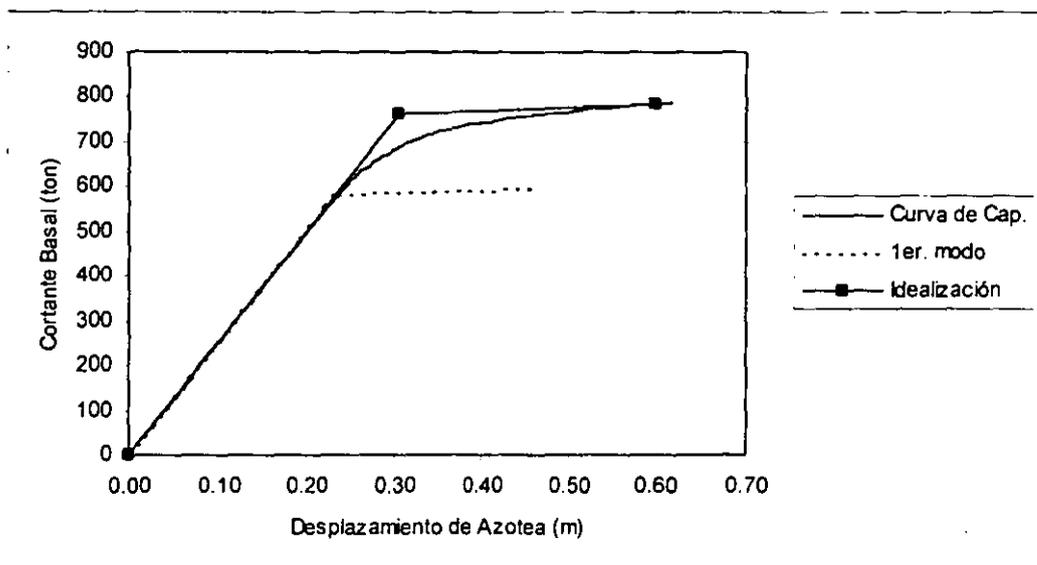


Figura 5.5.1. Curva de capacidad correspondiente al criterio 2 de carga.

De la curva considerando sólo el primer modo se determinaron los parámetros necesarios para convertir la estructura de un sistema de VGDL en uno equivalente de 1GDL, siendo estos parámetros los siguientes:

$$m_1 = 129.50 \frac{\text{ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$K_{\text{elástica}} = 1718.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_{\text{inelástica}} = 76.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$V_y^* = 292.57 \text{ ton}$$

$$\xi = 5 \%$$

El sistema equivalente de 1GDL se sometió al registro sísmico del SCT-EW de 1985, con lo que se determinó su desplazamiento espectral máximo (S_d), siendo este:

$$S_d = 0.33332 \text{ m}$$

El desplazamiento espectral máximo del sistema de 1GDL se multiplicó por el factor de participación modal del nivel de azotea en el modo fundamental (PF_{17-1}^*), con lo que se determinó el desplazamiento de azotea del sistema de VGDL considerando sólo la contribución del modo fundamental, esto es:

$$\Delta_{\text{azotea}}^{(\text{modo } 1)} = 0.3332 * 1.1461 = 0.3819 \text{ m}$$

El desplazamiento anterior se multiplicó por el factor de participación modal del modo fundamental (Γ_1^*) con lo que se transformó en el desplazamiento correspondiente del sistema de VGDL considerando la contribución de los modos superiores, esto es:

$$\Delta_{\text{azotea}}^{(\text{modo } N)} = 0.3819 * 1.1461 = 0.4377 \text{ m}$$

Es importante mencionar que para determinar el PF_{17-1}^* y el Γ_1^* se tomó en cuenta la degradación de la rigidez de la estructura correspondiente al nivel de carga y de desplazamiento del punto de comportamiento.

Con un análisis del empujón se determinó la distribución de los desplazamientos de piso y la distribución de las distorsiones de entrepiso, figuras 5.5.2 y 5.5.3, respectivamente, cuando el desplazamiento de azotea del marco analizado es igual a 0.4377 m. Además, en la figura 5.5.4 se muestra la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas del marco, determinadas para un desplazamiento de azotea de 0.4377 m.

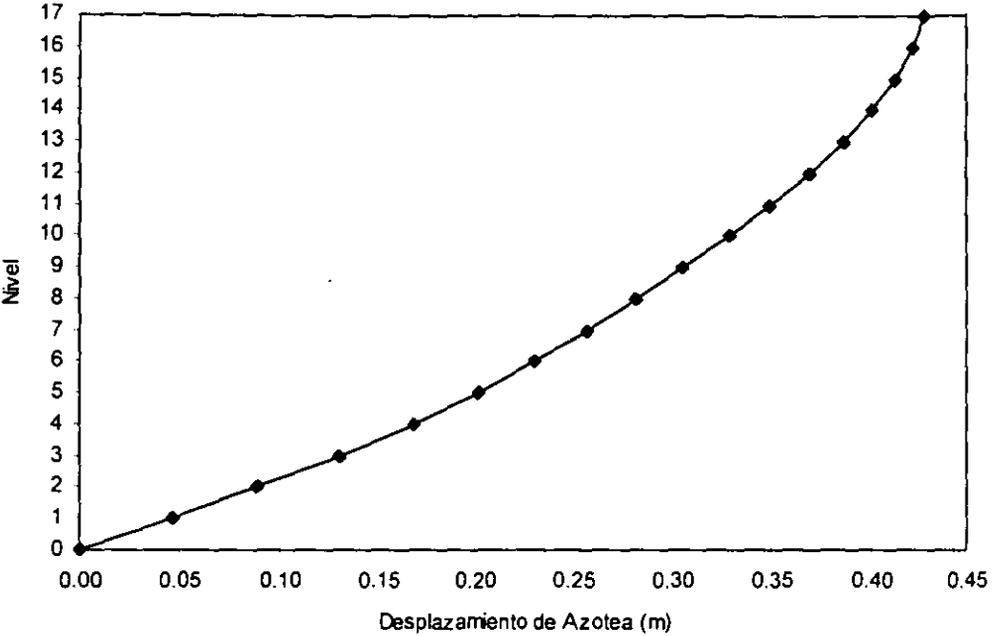


Figura 5.5.2. Desplazamientos laterales del marco.

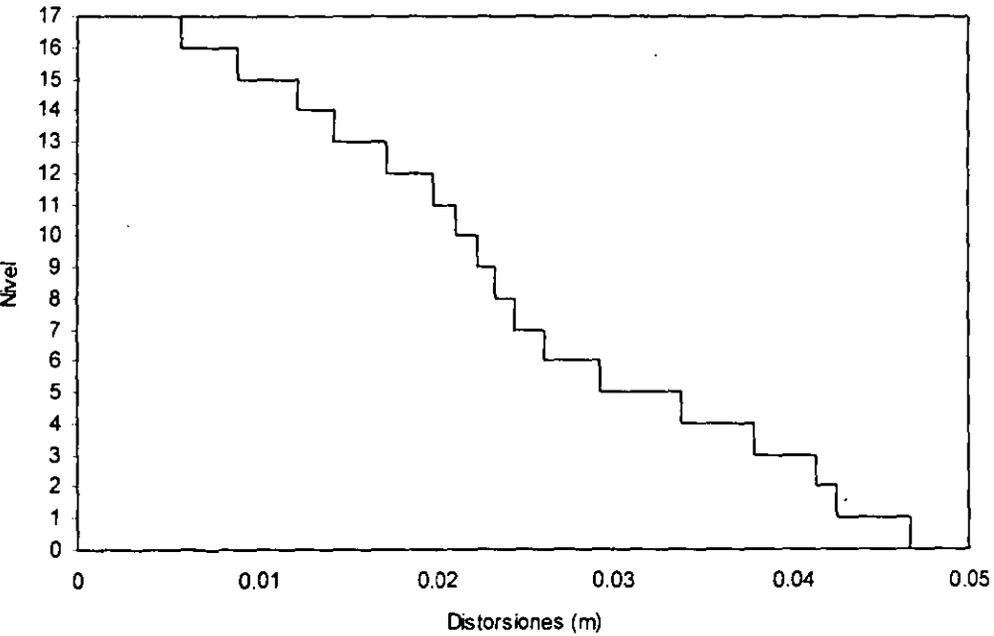


Figura 5.5.3. Distorsiones de entrepiso.

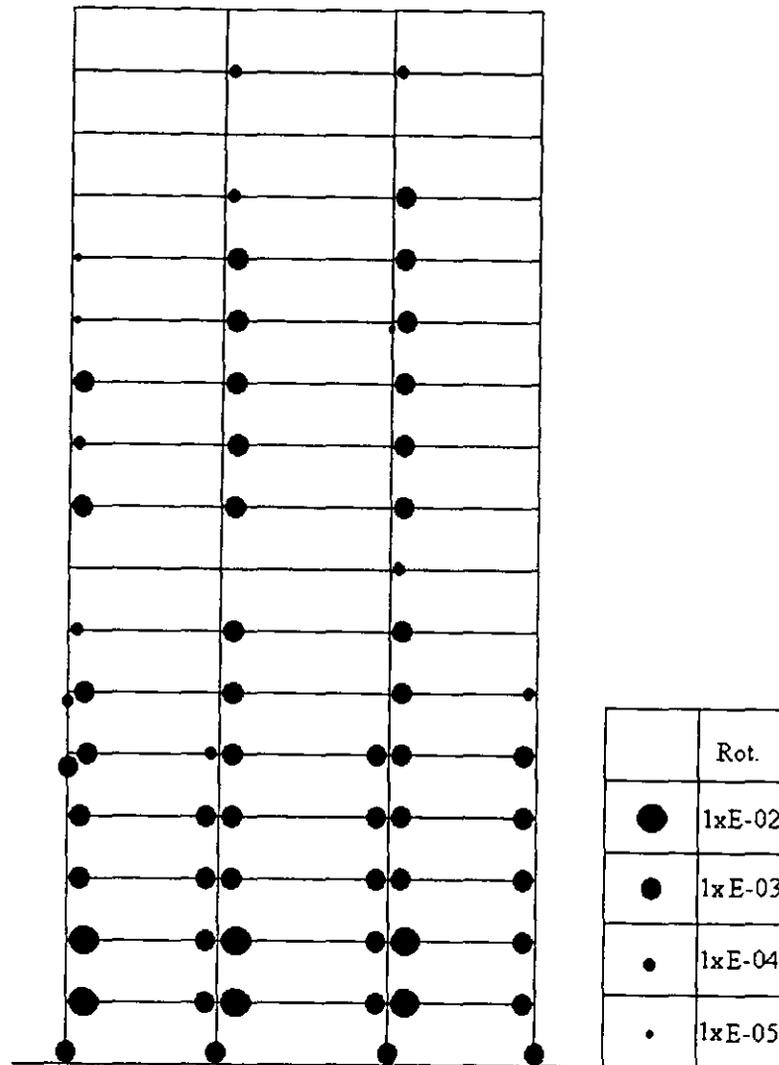


Figura 5.5.4. Distribución de articulaciones plásticas.

5.6. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MARCO CON EL CRITERIO 2 – B.

Finalmente, se realizó un análisis del empujón al marco de 17 niveles aplicando el criterio 2 de cargas, con lo que se determinó la curva de capacidad mostrada en la figura 5.6.1. Esta curva se aproximó en una forma bilineal y se transformó en término de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d).

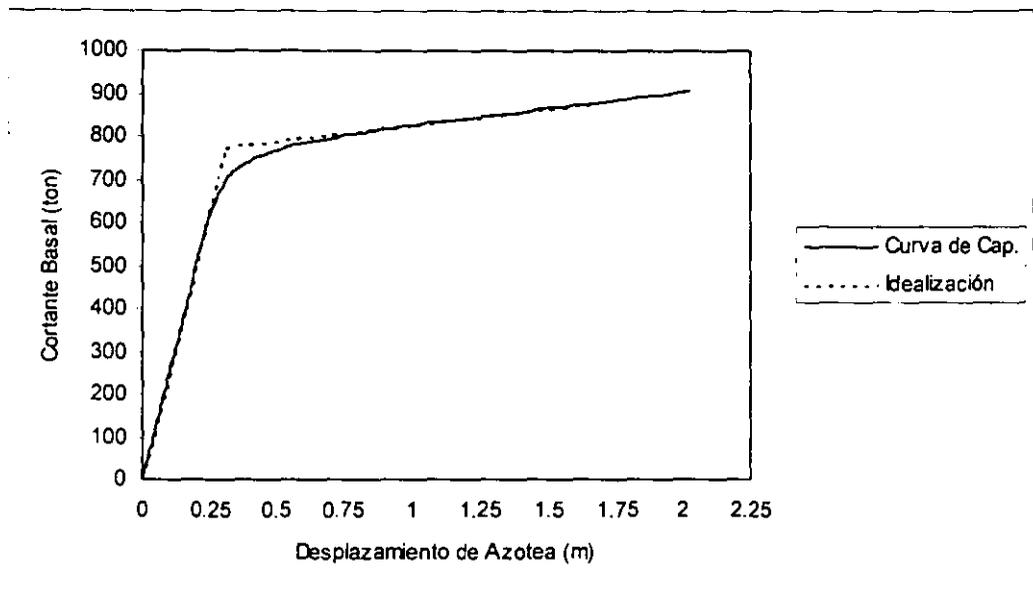


Figura 5.6.1. Curva de capacidad aplicando el criterio 2 de carga.

De la curva en término de S_a vs. S_d se determinaron los parámetros necesarios para transformar el sistema de VGDL a uno equivalente de 1GDL. Estos parámetros los siguientes:

$$m_1 = 310.18 \frac{\text{ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$K_{\text{elástica}} = 4176.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_{\text{inelástica}} = 76.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$V_y^* = 902.64 \text{ ton}$$

$$\xi = 5\%$$

El sistema equivalente de 1GDL se analizó sometido al registro sísmico del SCT-EW de 1985, con lo que se determinó el desplazamiento espectral máximo (S_d) que experimentó el sistema, esto es:

$$S_d = 0.3491 \text{ m}$$

Este desplazamiento espectral se multiplicó por el factor de participación modal del nivel de azotea en el modo fundamental (PF_{17-1}^*), considerando la degradación en la rigidez de la estructura, convirtiéndose este desplazamiento en el correspondiente del sistema de VGDL, esto es:

$$\Delta_{\text{azotea}}^{(\text{modo N})} = 0.3491 * 1.2093 = 0.4222 \text{ m}$$

Las distribuciones de los desplazamientos de piso y de las distorsiones de entrepiso, figuras 5.6.2 y 5.6.3, respectivamente, se determinaron realizando un análisis del empujón a la estructura de VGDL, cuando el desplazamiento de azotea es igual a 0.4222 m. Así mismo, en la figura 5.6.4 se muestra la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas en el marco de concreto reforzado.

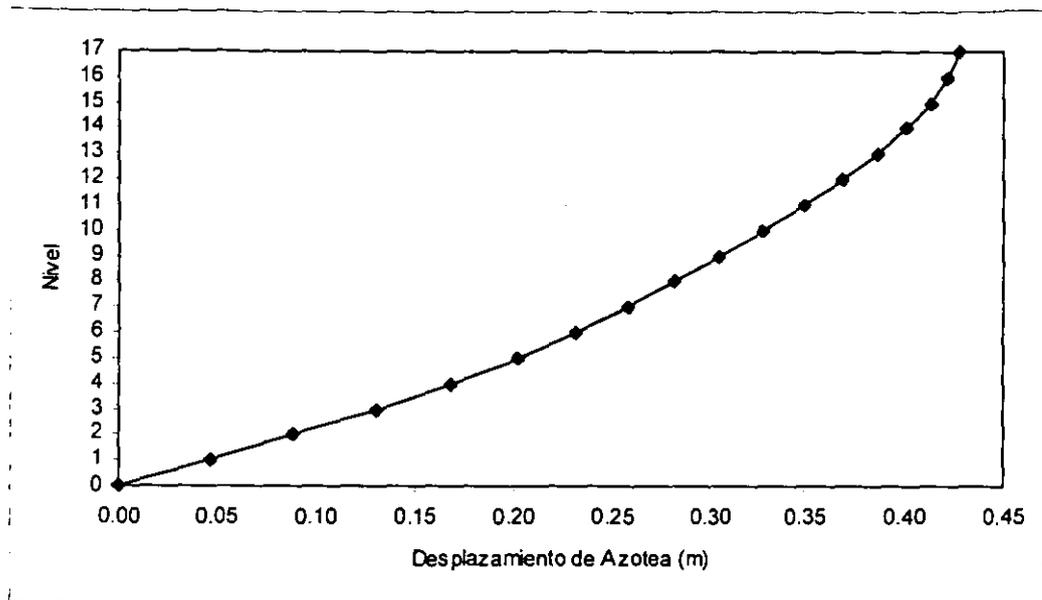


Figura 5.6.2. Desplazamientos laterales del marco.

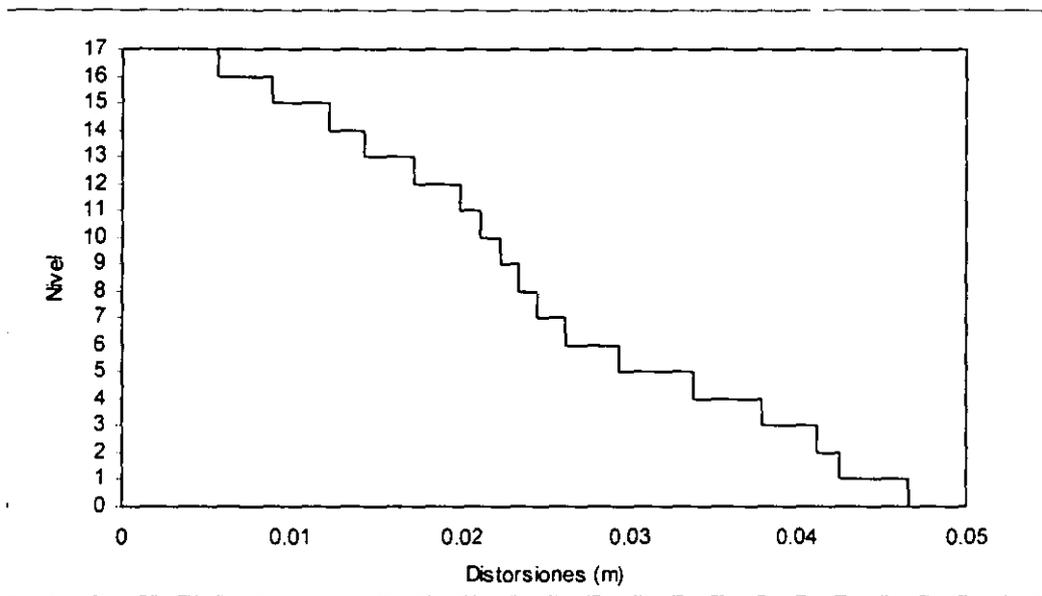


Figura 5.6.3. Distorsiones de entrepiso.

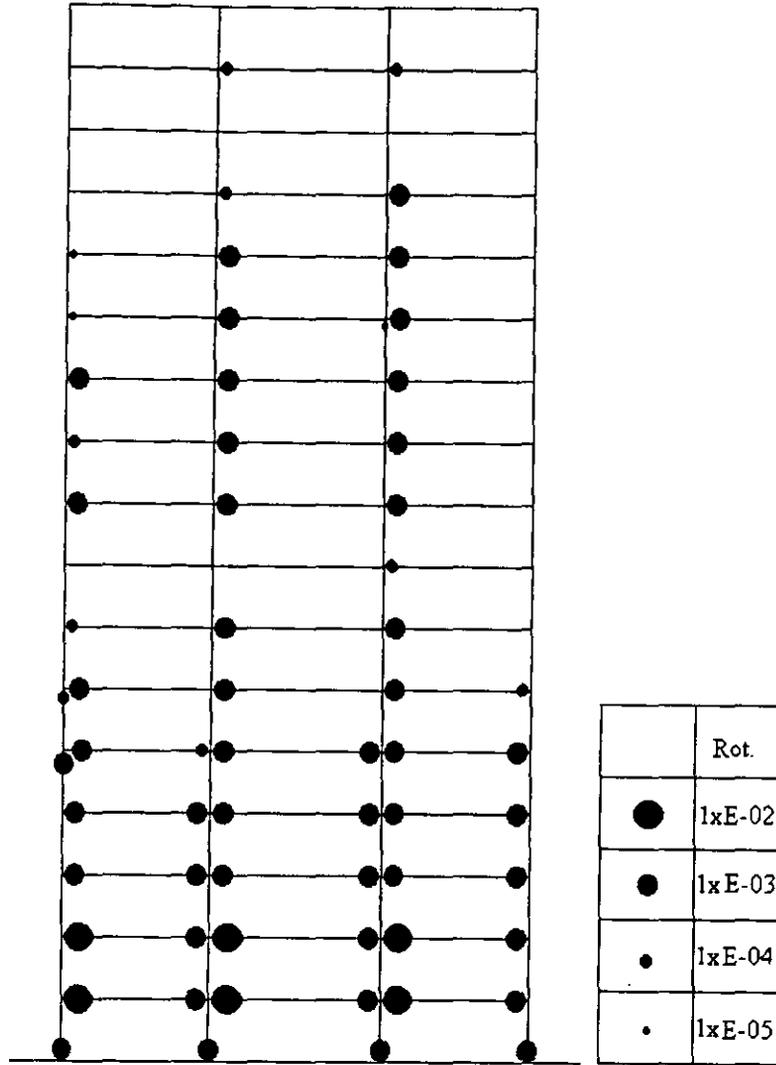


Figura 5.6.4. Distribución de articulaciones plásticas.

Al igual que en los criterios de evaluación 1 y 2 – A, la distribución de articulaciones plásticas se determinó aplicando las cargas laterales en el sentido positivo del eje x. Si se empuja a la estructura con la distribución de cargas laterales aplicadas en sentido negativo del eje x, se tendría la distribución de articulaciones plásticas contraria a la mostrada en la figura 5.6.4. Esto se debe a que el marco analizado es simétrico y el sismo puede actuar en cualquier sentido. En caso de que no lo fuera, es necesario realizar un nuevo análisis de empujón aplicando las cargas laterales en sentido contrario al aplicado originalmente.

5.7. DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO LINEAL “EXACTA”.

Para determinar la respuesta dinámica no lineal “exacta” del marco de 17 niveles, sometido al registro del SCT-EW de 1985 (figura 5.7.1), se utilizó el programa DRAIN 2DX. Los elementos estructurales se modelaron con el elemento viga-columna que tiene integrado este programa.

Para determinar los factores α y β involucrados en la definición del amortiguamiento de Rayleigh (ecuación 3.6.2) se consideraron las frecuencias correspondientes al primer y segundo modo y una razón de amortiguamiento crítico constante del 5%, resultando ser:

$$\begin{bmatrix} 0.05 \\ 0.05 \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/3.6424 & 3.6424 \\ 1/10.4944 & 10.4944 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix}$$

$$\alpha = 0.2704$$

$$\beta = 0.0071$$

Del análisis dinámico no lineal realizado se determinó que el desplazamiento máximo de azotea de la estructura ocurrió en el tiempo 57.18 seg. del análisis,

siendo este desplazamiento igual a 0.4364 m. Las figuras 5.7.2 y 5.7.3 muestran las distribuciones de los desplazamientos de piso y las distorsiones de entrepiso del marco analizado, para el instante donde ocurre el desplazamiento máximo. La distribución e intensidad de las articulaciones se muestra en la figura 5.7.4.

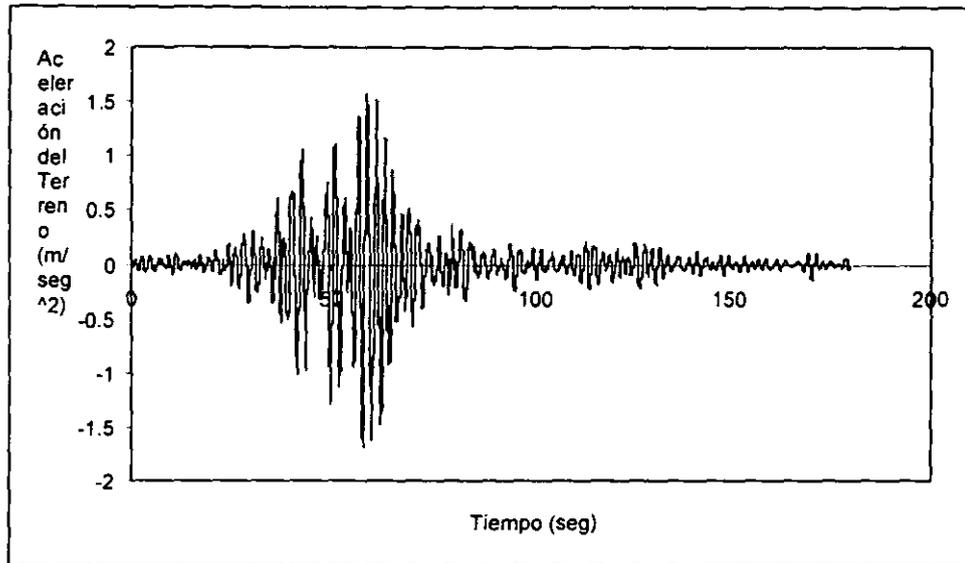


Figura 5.7.1. Registro de aceleraciones del SCT-EW de 1985.

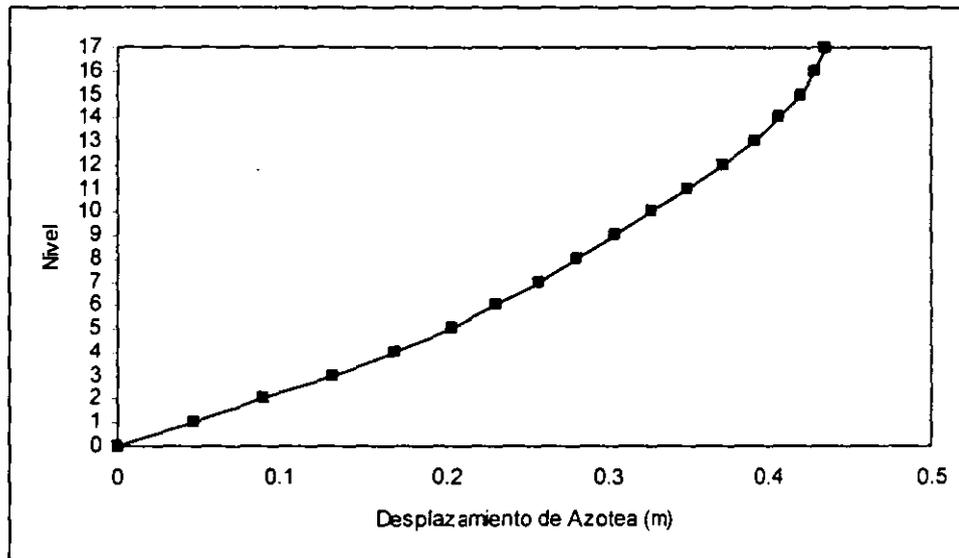


Figura 5.7.2. Desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico.

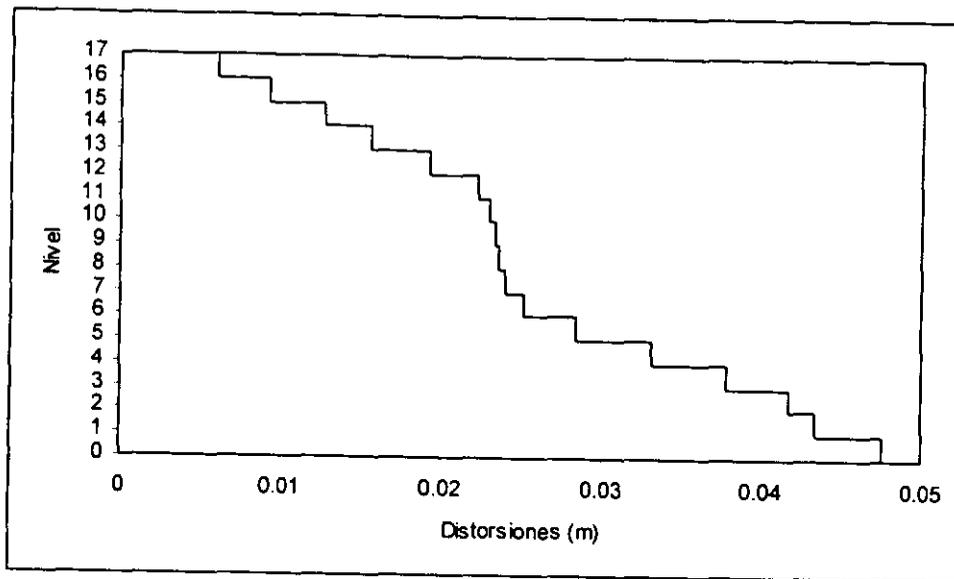


Figura 5.7.3. Distorsiones de entrepiso obtenidos con el análisis dinámico.

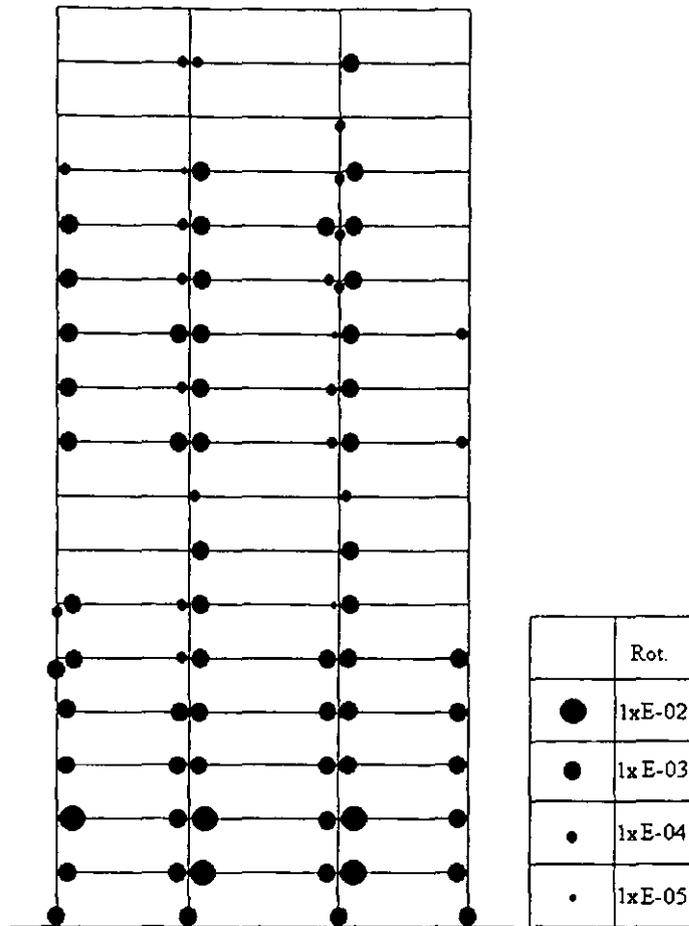


Figura 5.7.4. Distribución de articulaciones plásticas con el análisis dinámico.

5.8. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

Cuando se utilizó el criterio 1 de evaluación en el marco de 17 niveles, condujo a resultados que sobrestiman los obtenidos de realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso. Esto se refleja en la distribución de los desplazamientos de piso y en la distribución de las distorsiones de entrepiso, figuras 5.8.1 y 5.8.2, respectivamente. Para este criterio de carga no se consideró la degradación de la rigidez de la estructura, esto se hizo para estimar, si es necesario, incluir el efecto de la degradación de la rigidez en la aplicación del método de evaluación propuesto en esta investigación.

Al utilizar los criterios de evaluación 2 – A y 2 - B en el método de evaluación, se encontró que la distribución de los desplazamientos de piso y de las distorsiones de entrepiso (figuras 5.8.3, 5.8.4, 5.8.5 y 5.8.6 respectivamente) se asemejan bastante bien a los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal paso a paso.

Las figuras 5.8.7 y 5.8.8 muestran la comparación de la distribución de los desplazamientos de piso y las distribuciones de las distorsiones de entrepiso, obtenidas considerando los criterios de evaluación 1, 2 – A y 2 - B, así como del análisis dinámico no lineal paso a paso.

Las distribuciones e intensidades de las articulaciones plásticas, determinadas utilizando los criterios de evaluación 1, 2 - A y 2 – B, en el método de evaluación propuesto en esta investigación y la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas obtenida del análisis dinámico no lineal paso a paso, resultaron ser relativamente semejantes, por lo que se concluye que las dos formulaciones de cargas laterales estudiadas en esta investigación (criterios 1 y 2) no impactan dramáticamente en la determinación de la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas del marco de 17 niveles estudiado.

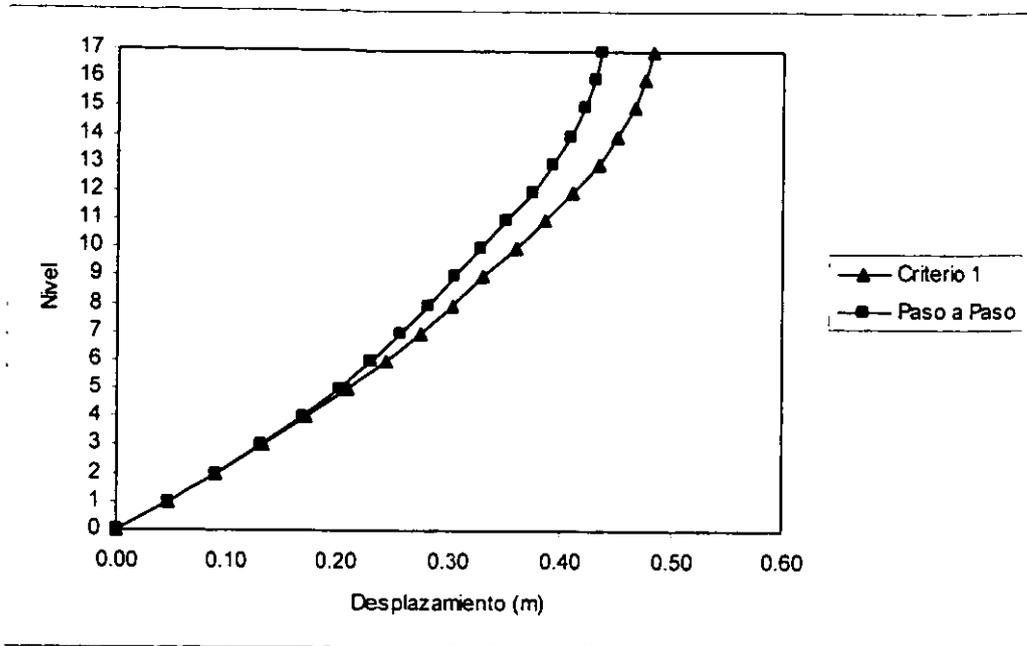


Figura 5.8.1. Comparación de desplazamientos de piso.

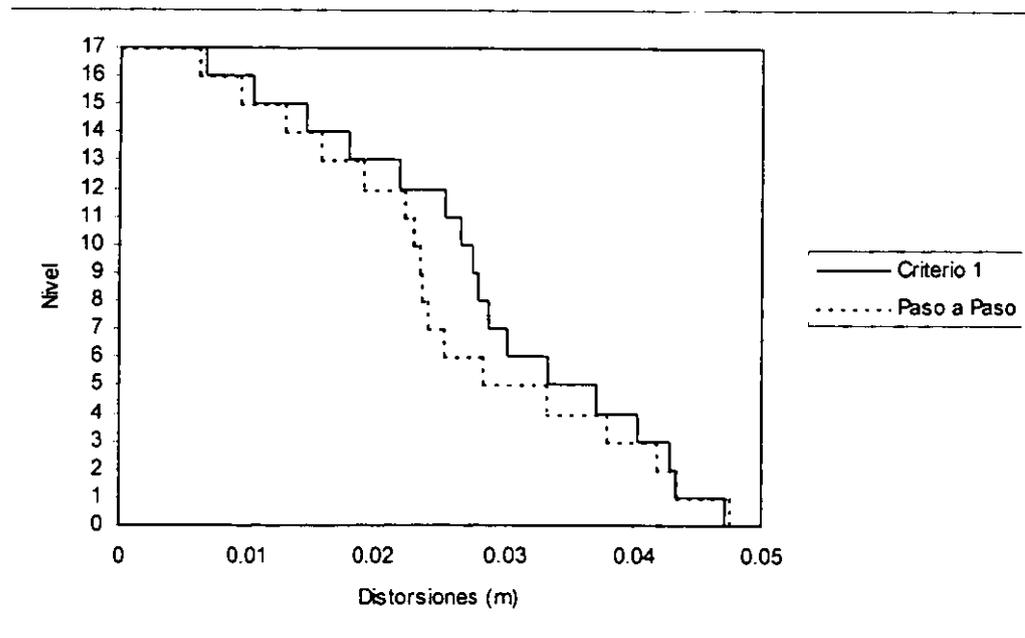


Figura 5.8.2. Comparación de distorsiones de entrepiso.

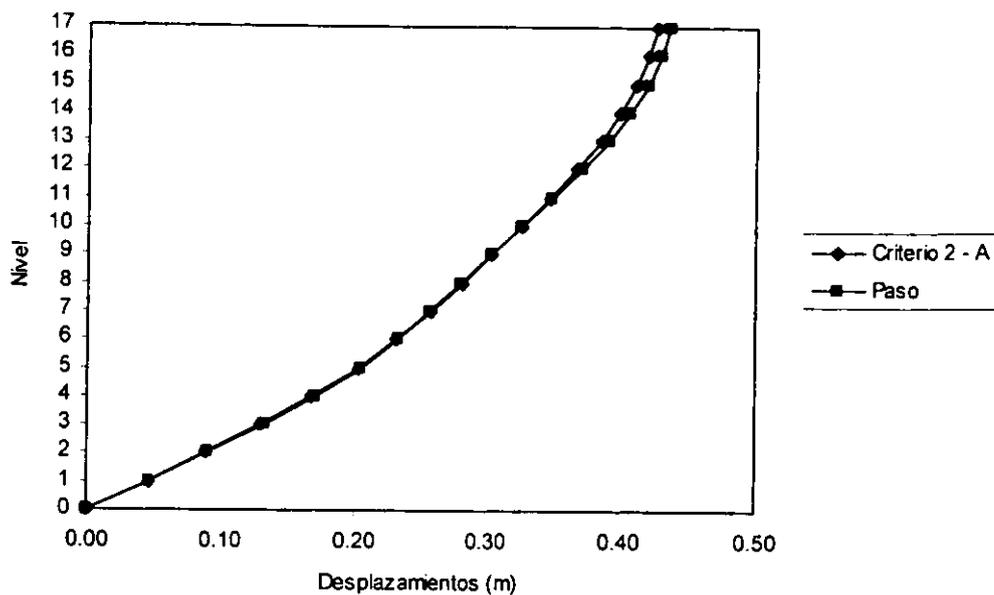


Figura 5.8.3. Comparación de desplazamientos.

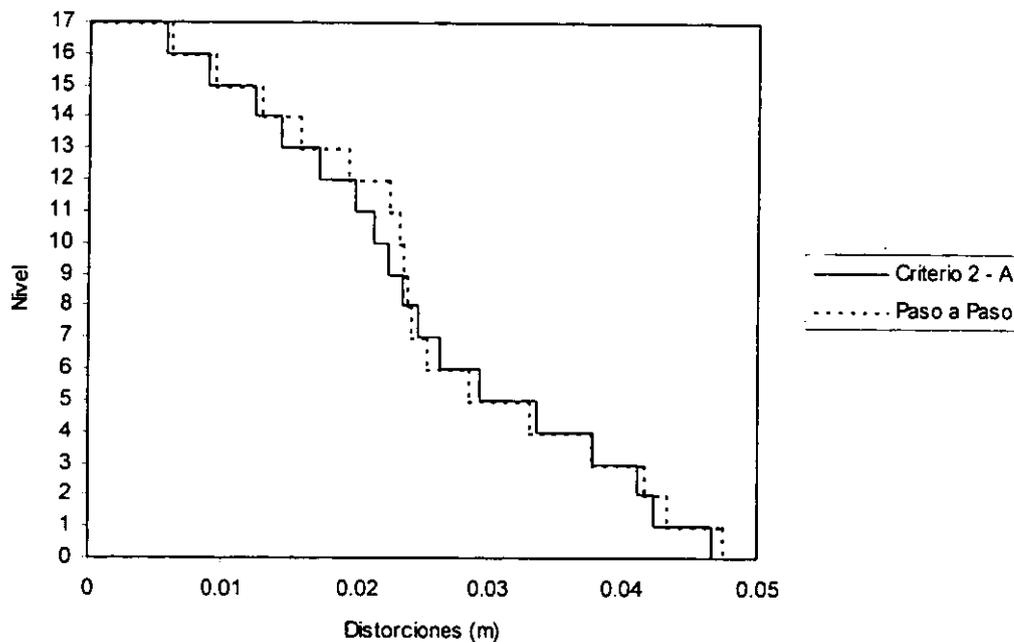


Figura 5.8.4. Comparación de distorsiones de entrepiso.

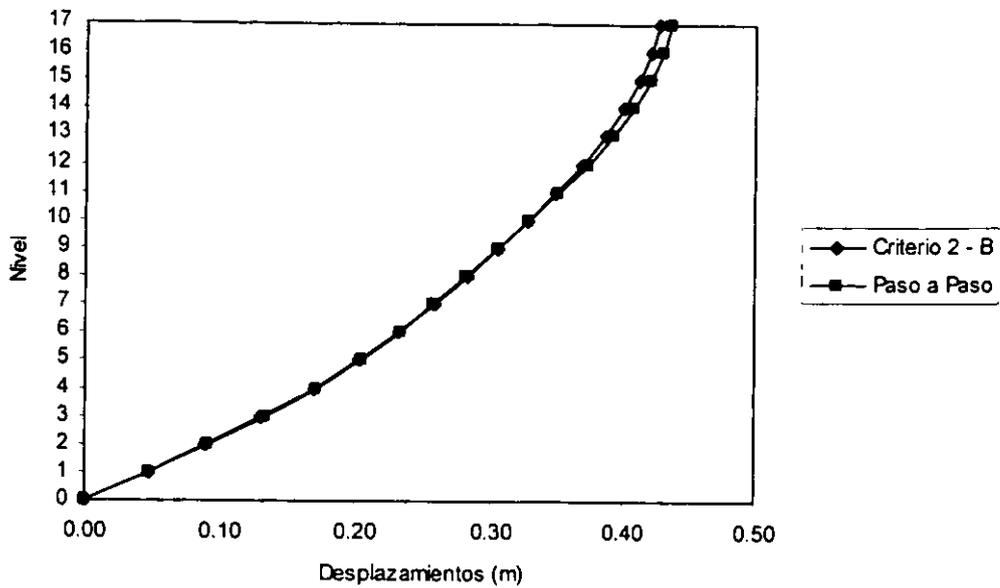


Figura 5.8.5. Comparación de desplazamientos de piso.

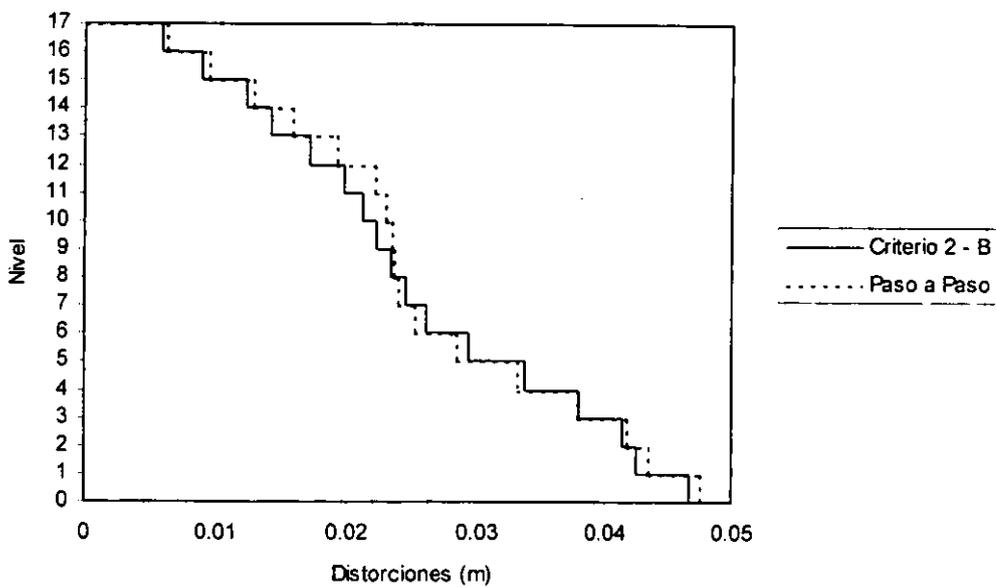


Figura 5.8.6. Comparación de las distorsiones de entrepiso.

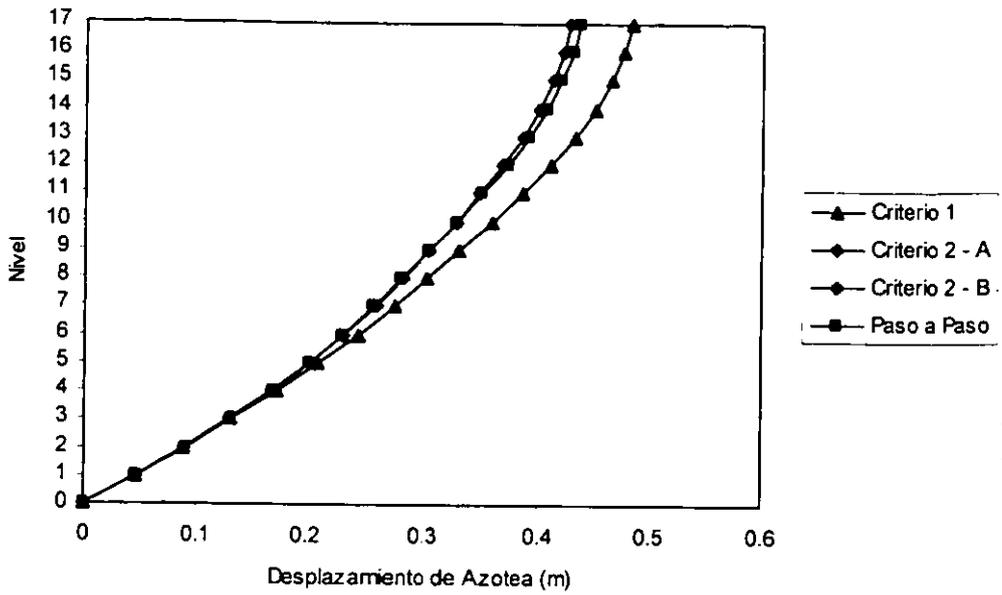


Figura 5.8.7. Comparación de desplazamientos de piso.

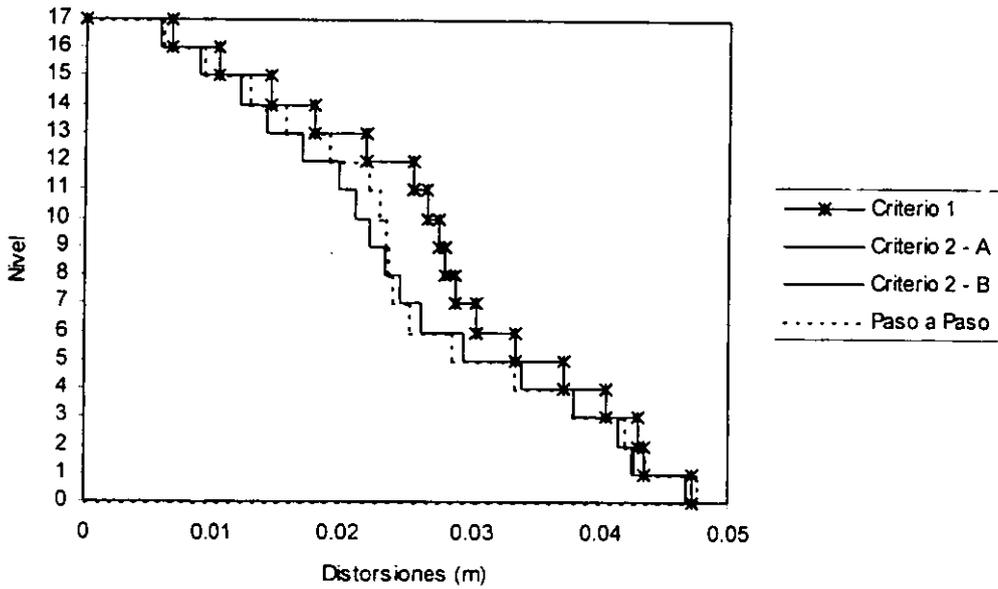


Figura 5.8.8. Comparación de las distorsiones de entrepiso.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En este trabajo se estudió un método simplificado para determinar el comportamiento sísmico no lineal de marcos de concreto reforzado. El método se aplicó a un edificio de 17 niveles considerando modos superiores y degradación en la rigidez de la estructura. Con fines comparativos, el método simplificado se aplicó también considerando sólo la contribución del modo fundamental de vibración y sin degradación de la rigidez para estimar si estos dos parámetros influyen significativamente en los resultados obtenidos al aplicar el método simplificado de evaluación. Los resultados obtenidos de utilizar el método propuesto en esta investigación se comparan con los obtenidos de realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso.

De los resultados obtenidos al aplicar el método simplificado de evaluación al marco de 17 niveles se puede concluir lo siguiente:

1. La variación en la rigidez del marco, al ocurrir efectos inelásticos, influye significativamente en el modo fundamental de vibración. Esta influencia es menor para los modos superiores.
2. La distribución de las cargas laterales considerando el cambio en la rigidez de la estructura, varía a medida que se forman las articulaciones plásticas en el marco de 17 niveles estudiado en esta investigación.
3. Cuando el marco analizado permanece en el rango de comportamiento elástico, las distribuciones de los desplazamientos de piso son iguales cuando son determinadas utilizando los criterios 1 y 2 de cargas laterales en el análisis del empujón. Se concluye que, cuando en el marco de 17 niveles no existe daño éste se deforma fundamentalmente en su primer modo de vibrar.

4. El efecto de los modos superiores es importante cuando el marco tiene un comportamiento inelástico. Cuando en el marco estudiado aparecen articulaciones plásticas en los elementos estructurales, éste se deforma con un modo en que contribuyen los modos superiores.
5. Los resultados obtenidos de aplicar el método propuesto en este trabajo, considerando el criterio 1 de evaluación, sobrestiman los resultados obtenidos al realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso. Esto se debe básicamente a que no se considera la degradación de la rigidez de la estructura a causa de los efectos inelásticos. Esto se refleja en los desplazamientos de piso, así como en la distribución de las distorsiones de entepiso.
6. Los resultados obtenidos de aplicar el método propuesto, considerando los criterios 2 – A y 2 – B de evaluación, se asemejan bastante bien a los obtenidos correspondientes del análisis dinámico no lineal paso a paso. Por lo que se concluye que para determinar el comportamiento sísmico del marco analizado, es importante considerar el estado de deformación del marco, así como la contribución y evolución de los modos superiores.
7. La distribución e intensidad de las articulaciones plásticas determinadas utilizando el método simplificado propuesto en este trabajo, con los criterios de evaluación 1, 2 – A y 2 - B, resultaron ser relativamente semejantes a la distribución e intensidad de las articulaciones plásticas obtenida del análisis dinámico no lineal paso a paso.
8. Las distribuciones de cargas laterales determinadas con las formulaciones de Freeman y Reinhorn son iguales cuando se usa un espectro plano para determinar el cortante basal, si usa un espectro diferente las distribuciones no son iguales.

9. La formulación del criterio 2 - A, basada en la formulación propuesta por Freeman, al ser más consistente con los conceptos de la dinámica estructural, conduce a mejores resultados.

Para finalizar este trabajo se recomienda lo siguiente:

1. Ya que una de las aproximaciones fue el considerar la curva de capacidad como bilineal, se recomienda que ésta se idealice como una curva multilínea o bien, se desarrolle y valide un procedimiento de aproximación de la curva de capacidad continua con una bilineal. Es importante mencionar que los resultados son sensibles a esta aproximación y que si la aproximación bilineal es incorrecta los resultados obtenidos con el método simplificado propuesto en esta investigación serán incorrectos.
2. Se recomienda estudiar modelos de marcos planos que sean irregulares con la altura, para investigar la influencia que pudiese tener la degradación de la rigidez de la estructura y los modos superiores en los resultados obtenidos de aplicar método simplificado de evaluación propuesto en esta investigación.
3. Incluir en el método propuesto la degradación en resistencia de los elementos estructurales, así como el daño que pueden experimentar las estructuras ante sismos intensos.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

REFERENCIAS.

1. Aoyama, H. (1983), "A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan", *Seismic Performance of Existing Buildings*, Universidad de Cornell, Ithaca.
2. Camilo, L. (1995), "Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de Edificios", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
3. Chopra, A. (1980), "Dynamics of Structures", EERI, Berkeley.
4. Clough, R. y Penzien, J. (1993), "Dynamics of Structures", Segunda Edición, McGraw-Hill, Nueva York, N. Y.
5. Correa, M. (1993), "Aplicación del Método del Espectro de Capacidad a Edificios en el Valle de México", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
6. Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 31-46.
7. Freeman, S. (1975), "Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk, A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", *Proc. Of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, pp. 113-122 Ann Arbor, Michigan.
8. Freeman, S. (1981), "Rapid Dynamic Analysis", *Structural Engineers Association of California*, 50 th Annual Convention, Coronado.

9. Freeman, S. (1994), "Development and Use of Capacity Spectrum Method", 6th. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, Wa.
10. Freeman, S., Sasaki, K., y Paret, T. (1998), "Multi-Mode Pushover Procedure (MMP)-A Method to Identify the Effects of Higher Modes in a Pushover Analysis", 6th. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, WA.
11. Iglesias, J. (1989), "Evaluación de Edificios de Concreto en la Ciudad de México", Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. II No. 15, pp. 19-26, México.
12. Iwan, W. y Gates, N. (1979), "Estimating Earthquake Response of simple Hysteretic Structures", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 105, No. EM3.
13. Kappos, A. (1991), "Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings Methodology", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, pp. 167-176.
14. Lawson, R., Vance, V. y Krawinkler, H. (1994), "Nonlinear Static Push-Over Analysis – Why, When, and How?", Proceedings of the Fifth US National Conference on Earthquake Engineering., Chicago, Ill.
15. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo", (1995), Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México.
16. Prakash, V., Powell, G. y Campbell S. (1993), "DRAIN-2DX" Base Program Description and User Guide", versión 1.10, Reporte No. UCB/SEMM-93/17, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Berkeley, California.

17. Qi, X., y Moehle, J (1991), "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Report UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California-Berkeley.
18. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", (1993), Diario Oficial de la Federación, México.
19. Reinhorn, A. (1996), "Seismic Evaluation of a Low-Rise RC Building in the Vicinity of the New Madrid Seismic Zone", Technical Report NCEER-96-xxxx, National Center for Earthquake Engineering Research, Búfalo, N.Y.
20. Saiidi, M. y Sozen, M. (1991), "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures", Journal of the Structural Division , ASCE, Vol. 107, pp 937-952.
21. Torres, R. (1996), "Propuesta para Incorporar el Diseño por Capacidad en las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, DDF", Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
22. Tso, W. y Moghadam, A. (1997), "Seismic Response of Asymmetrical Buildings Using Pushover Analysis", Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes; Bled, Slovenia, 24-27, A.A. Balkema International Publishers, Rotterdam, Holanda.
23. Varela, J. (1996), "Evaluación del Comportamiento de un Edificio Alto de Concreto Reforzado, Diseñado con los Reglamentos de México y el Japón", Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
24. Vladescu, A. (1995), "Spectrum Method for Evaluation of Inelastic Response of Structures", Tesis presentada a la Facultad de la Universidad Estatal de Nueva

York en Búfalo como requisito para obtener el grado de Maestro en Ciencias, Búfalo, N.Y.

25. Xianguo, Y. (1996), "Evaluación de Daño Estructural en Edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismos", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Doctor en Ingeniería (Estructuras), México.