

46
291

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



"RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE UN EDIFICIO DE
15 NIVELES SIN Y CON MUROS DE CONCRETO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
HELIO GONZALEZ PRIEGO

MEXICO, D. F.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-113/96

Señor
HELIO GONZALEZ PRIEGO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

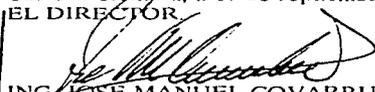
"RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN Y CON MUROS DE CONCRETO"

- I. INTRODUCCION
- II. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO
- III. CALCULO DE RESPUESTAS ELASTICAS Y DISEÑOS
- IV. CALCULO DE RESPUESTAS INELASTICAS
- V. COMPARACIONES DE RESPUESTAS, SIN Y CON MUROS DE CONCRETO
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 17 de septiembre de 1996.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

Dedico esta tesis a mis padres: Mireya y Helio, quienes con su cariño y apoyo han sido base fundamental en mi formación personal y académica.

Desco expresar toda mi gratitud a todas aquellas personas que, de alguna manera, han contribuido con su ayuda y desinteresada amistad para alcanzar esta meta; y muy en especial:

A mi hermana Bertha y su esposo Jesús.

A la memoria de mis abuelos: Darbelia y Zein.

A mis amigos de toda la vida: Amadco, Ezequiel, Manuel y Marco Antonio.

A mis amigos: Adolfo, Alfonso, Antonio, Carlos, César, Eduardo, Ezequiel, Fabián, Guillermo, Jesús, Jorge, Miriam, Pablo, René y Tomás, por los inolvidables momentos que vivimos en la Facultad de Ingeniería.

Al M.I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez por ser un magnífico profesor, asesor y excelente amigo.

Índice

INTRODUCCIÓN

Antecedentes	1
Objetivos y alcances	2

Capítulo 1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

1.1	Introducción	4
1.2	Métodos de análisis sísmico	6
1.2.1	El método simplificado de análisis sísmico	6
1.2.2	El método estático	7
1.2.3	Métodos de análisis dinámico	7
1.3	Análisis dinámico modal espectral	8
1.3.1	Espectros de diseño	10
1.3.2	Formas típicas de los espectros de diseño del D.F.	10
1.3.3	Revisión por cortante basal	12
1.3.4	Efectos de torsión	12
1.3.5	Efectos bidireccionales	13
1.4	Integración paso a paso	13
1.5	Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entrepiso, Δ_n / h ,	17
1.6	Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	17
1.7	Efectos P- Δ	18
1.8	Demandas de ductilidad local y global	19
1.9	Revisión del comportamiento lateral de estructuras con muros de cortante	21
1.10	Criterios de diseño de los elementos estructurales de concreto (vigas, columnas y muros)	23
1.10.1	Vigas	23
1.10.2	Columnas	25
1.10.3	Muros	27

Capítulo 2 CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.1	Estructura caso A. Descripción de la estructura a estudiar, sin muros de cortante	31
2.1.1	Características generales de la estructura: caso A	31
2.1.2	Cargas muertas y cargas vivas: caso A	36
2.1.3	Cálculo de pesos: caso A	37
2.2	Estructura caso B. Consideraciones generales y asignación de los muros de concreto	39
2.2.1	Características generales de la estructura: caso B	39
2.2.1.1	Asignación de los muros de concreto: caso B	41
2.2.2	Cargas muertas y cargas vivas: caso B	42
2.2.3	Cálculo de pesos: caso B	43

2.3	Análisis sísmicos elásticos y diseño de los armados de refuerzo	44
2.3.1	Análisis estático para las estructuras casos A y B	45
2.3.2	Características del programa ETABS-90	46
2.3.3	Procedimiento de modelado con el programa ETABS-90	47
2.3.4	Periodos de vibración	54
2.3.5	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_n	57
2.3.6	Desplazamientos horizontales máximos totales	59
2.3.7	Fuerzas cortantes de entrepiso	61
2.3.8	Revisión por cortante basal	62
2.3.9	Rígideces de entrepiso	63
2.3.10	Elementos mecánicos últimos y diseños	66
2.3.10.1	Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas y columnas: caso A	67
2.3.10.2	Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros: caso B	84
2.3.10.3	Diseño manual de vigas tipo, sin uso de computadora: caso A	103
2.3.10.4	Diseño manual de columnas tipo: caso A	116
2.3.10.5	Diseño manual de vigas tipo: caso B	126
2.3.10.6	Diseño manual de columnas tipo: caso B	128
2.3.10.7	Diseño manual de muros de cortante: caso B	131

Capítulo 3 CÁLULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.1	Antecedentes	139
3.1.1	Características generales del programa DRAIN-2D	140
3.2	Modelado de los marcos planos en DRAIN-2D	141
3.2.1	Características de los marcos a analizar	142
3.2.2	Pruebas de calibración	161
3.3	Respuestas dinámicas inelásticas	166
3.3.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	166
3.3.2	Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_n	173
3.3.3	Historias de coeficientes sísmicos	176
3.3.4	Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea	180
3.3.5	Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales	186
3.3.5.1	Vigas	186
3.3.5.2	Columnas	193
3.3.5.3	Muros	197
3.3.6	Demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	199
3.3.7	Distribución global de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros	203

Capítulo 4 COMPARACIONES DE RESPUESTAS, SIN Y CON MUROS DE CONCRETO	
4.1 Introducción	215
4.2 Análisis sísmicos elásticos	216
4.2.1 Dimensiones de secciones transversales	216
4.2.2 Periodos fundamentales de vibración	217
4.2.3 Desplazamientos horizontales máximos	218
4.2.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i / h_i	219
4.2.5 Fuerzas cortantes de entrepiso	221
4.2.6 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas	223
4.2.6.1 Vigas	223
4.2.6.2 Columnas	225
4.3 Comparación de resultados inelásticos	226
4.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales	226
4.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i / h_i	231
4.3.3 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea	235
4.3.4 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales	236
4.3.4.1 Vigas	236
4.3.4.2 Columnas	236
4.3.5 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local	237
Capítulo 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 Conclusiones	240
5.2 Recomendaciones	242
REFERENCIAS	243
APÉNDICE	244

Antecedentes

La ingeniería sísmica presenta grandes avances en países donde los movimientos telúricos son de considerable intensidad. El diseño sísmico de estructuras en la Ciudad de México ha tenido un gran desarrollo en los últimos años, y es a raíz de los sismos del 19 de septiembre de 1985, con muchas pérdidas humanas y materiales, cuando empieza un importante auge en la ingeniería sísmica mexicana, lo que se ve reflejado en el mayor presupuesto destinado a la investigación en esta área, mejoras a las Normas, y búsqueda de teorías que más se apeguen a lo que sucede en la realidad.

Con el afán de tratar de evitar lo sucedido en los sismos de 1985, se ha tratado de encontrar, explicar y solucionar los errores del pasado, modificando en su filosofía y en sus aspectos técnicos al Reglamento de Construcciones y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

En los últimos años se ha estado investigando el comportamiento de ciertos sistemas estructurales, y en especial se ha observado que el sistema a base de muros con marcos presenta un comportamiento más satisfactorio ante eventos sísmicos, con respecto al sistema tradicional a base de sólo marcos. El presente trabajo tiene como finalidad estudiar este sistema sismorresistente y comparar sus respuestas contra las de la estructura a base de sólo marcos.

El estructurista apoyado en los trabajos de investigación y en la experiencia adquirida, se enfrenta cada día al reto de crear construcciones más seguras, funcionales y económicas. Es por ello

que cada trabajo de investigación es vital en la búsqueda de una filosofía correcta y por tanto de un código adecuado en el diseño sísmico de estructuras.

Objetivos y alcances

Este trabajo estudia y compara el comportamiento sísmico de un edificio con muros de concreto y marcos contra lo que sucede al sistema a base de sólo marcos. Se presentan dos casos:

CASO A .- Marcos en las dos direcciones

CASO B .- Muros y marcos en las dos direcciones

Las características estructurales típicas de ambos casos son: 15 niveles más cajón de cimentación y pilotes de punta, planta rectangular con tres crujiás de 6 m cada una en la dirección Y, y cuatro de 9 m en la dirección X. Las estructuras pertenecen al grupo B, se encuentran situadas en la zona III (zona compresible) del D.F. y se aplica un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

El diseño de las cuantías de acero de ambas estructuras se realizó de acuerdo al criterio de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras de Concreto del código actual (RDF-93). En el trabajo se pretende probar que dicho código lleva a estructuras seguras y óptimas.

Se hacen análisis sísmicos del tipo:

1. Análisis dinámico modal espectral elástico, para fines del diseño se usaron las especificaciones del RDF-93. Para este análisis se hizo uso del programa ETABS. En estos análisis se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales
2. Análisis dinámico paso a paso en la historia del tiempo, utilizando el acelerograma SCT, componente E-W, registrado el 19 de septiembre de 1985. Se utiliza el programa DRAIN-2D, que modela la estructura en dos dimensiones, y somete a la estructura a la sollicitación que más se acerca a la realidad de un determinado sismo, de tal forma que se puede comprobar si las estructuras están correctamente diseñadas, de acuerdo al comportamiento inelástico observado.

El principal objetivo de este trabajo es comparar las respuestas sísmicas elásticas e inelásticas de los dos casos de estructuración propuestos: sólo marcos, y muros y marcos, y así conocer las ventajas y desventajas que presentan cada uno ante la acción de sismos intensos. La

densidad de muros de concreto (área muros / área total planta) varía desde 1.85 % hasta 3.24 %, para los entrepisos superiores e inferiores, respectivamente, lo que muestra un cambio con respecto a lo usual en nuestro medio, al utilizar comúnmente muros en cantidades menores.

En el cap 1 se explican los criterios de análisis y diseño utilizados en este trabajo. Los caps 2 y 3 tratan sobre las respuestas elásticas e inelásticas respectivamente. En el cap 4 se compara los resultados obtenidos en los dos capítulos anteriores. Finalmente, en el cap 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

1.1 Introducción

Los actuales criterios del diseño sismorresistente obligan a que la estructura sea capaz de soportar sismos de poca intensidad sin que se presente algún tipo de daño, que resista sismos de intensidad moderada permitiéndose daños no estructurales menores, y que se tengan daños estructurales importantes en casos de sismos de fuerte intensidad, pero nunca el colapso, para así evitar la pérdida de vidas humanas.

De acuerdo a este tipo de criterio, al diseñar una estructura se deberá tener presente que se hace ante diferentes intensidades sísmicas, y que se buscará lograr tener capacidad de rigidez y resistencia lateral, así como de disipación de energía a nivel global y en cada uno de los elementos estructurales individuales que conforman a la estructura; debe asegurarse que cada uno de los materiales y los elementos estructurales tengan la suficiente capacidad de resistir a las demandas exigidas, durante la acción de los sismos severos.

En el diseño sismorresistente es de gran importancia considerar la respuesta inelástica que pueda llegar a desarrollar la estructura, lo que resulta fundamental en lo que se basan los criterios actuales. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal supone que las estructuras que entran al rango inelástico deben presentar las articulaciones plásticas necesarias para formar el mecanismo de falla del tipo "viga", en caso de que así ocurra, evitando que las columnas se plastifiquen, y así evitar fallas frágiles. Debe detallarse y diseñarse para que no ocurran fallas

prematuras, y así realmente se desarrolle la ductilidad por medio de vigas que puedan garantizar dicho comportamiento.

Así, en el caso de edificios de varios niveles a base de marcos, las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de vigas y extremos inferiores de columnas de planta baja, de tal modo que el mecanismo de colapso sea del tipo viga; lo anterior se prefiere debido al papel tan importante que juegan las columnas en la estructura, las cuales ante la acción de las cargas verticales no llegan a desarrollar grandes ductilidades, y hablar de fallas de columnas en un mismo entrepiso es hablar del colapso de todo el edificio. Con el criterio de columna fuerte - viga débil, se deberá esperar que se formen articulaciones plásticas en la base de las columnas del piso inferior, por lo que se deberá tener mucho cuidado en suministrar la suficiente ductilidad en las columnas de dicho entrepiso, por medio de adecuado confinamiento con refuerzo transversal.

Investigaciones recientes y lo observado alrededor del mundo en edificios de varios niveles afectados por la acción sísmica, ha hecho a la Ingeniería buscar soluciones más comprensibles que el diseño sismorresistente basado totalmente en la ductilidad. Se ha observado que los sistemas estructurales de edificios de varios niveles, en los que se incluyen muros de concreto reforzado, han presentado un excelente comportamiento en lo referente al control de daños. Se trata de un sistema particular que presenta resultados muy satisfactorios en lo relativo a la respuesta sísmica tanto en condiciones de servicio como de falla, y que es lo que realmente buscan los actuales criterios de diseño; conviene que se apoye en dos o más muros estructurales, unidos a un sistema de vigas y columnas, dando a la estructura mayor rigidez lateral para mejorar el control de daños de la misma, así como también mayor resistencia.

Para este estudio el comportamiento inelástico de los dos casos considerados (casos A y B) dependerá tanto de la ductilidad de que dispone la estructura como de la cantidad de daños que se consideren económicamente admisibles ante sismos severos. Además, y como objetivo de gran importancia, se evitará daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que puedan ocurrir a lo largo de la vida de la construcción, debido a que cada estructura contará con una rigidez adecuada ante las cargas laterales. Se tomará en cuenta las tres propiedades indispensables que rigen el buen comportamiento sísmico de cualquier estructura: resistencia, rigidez y ductilidad. Cabe mencionar que hacer frente al equilibrio de estas tres propiedades no es fácil, ya que el precio de tener una estructura muy resistente y rígida lateralmente (caso B, muros y marcos), trae como consecuencia una estructura menos dúctil, lo cual puede resultar no conveniente.

1.2 Métodos de análisis sísmico

El Reglamento para Construcciones para el Distrito Federal en su versión última (RDF-93, ref 1) propone tres métodos de análisis sísmico:

- El método simplificado
- El método estático
- El método dinámico (modal espectral e integración paso a paso)

1.2.1 El método simplificado de análisis sísmico

Este método se debe utilizar para estructuras que cumplan con las siguientes condiciones, art 238 de RDF-93:

- 1) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento del D.F. en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.
- 2) En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- 3) La relación longitud a ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines del análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya dicha relación satisfaga esta restricción, y cada tramo resista según el criterio que marca el art 239 de este Reglamento.
- 4) La relación altura / dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5.
- 5) La altura del edificio no será mayor de 13 m.

En este trabajo no se utiliza este método, debido a que los diseños se hacen con el análisis dinámico modal espectral, y la revisión del comportamiento inelástico con el dinámico paso a paso.

1.2.2 El método estático

En el artículo 238 del RDF-93 se indica que se puede llevar a cabo un análisis sísmico estático en edificios con altura menor de 60 m. La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- 2) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio, ya sea muros y/o marcos. Deben incluirse los efectos de torsión en planta.
- 3) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan

El RDF-93 indica el procedimiento para llevar a cabo el análisis estático en su artículo 240, tanto para edificios sin y con apéndices. En el presente trabajo se hizo el análisis estático (tanto para el caso A, como para el caso B) con fines meramente comparativos contra los resultados del análisis dinámico modal espectral. En estos análisis la fuerza horizontal F_i aplicada en el centro de masa del nivel i está dada por la fórmula:

$$F_i = C_s \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \dots \dots \dots (1.1)$$

W_i es el peso asociado al nivel i ; h_i la altura de la masa del nivel i a partir del desplante; C_s es el coeficiente de cortante basal, para cuya determinación el reglamento admite dos opciones, a saber: igual a la ordenada máxima del espectro reducida por ductilidad o sea c / Q , donde c es el coeficiente sísmico del cual se hablará en el punto 1.3.2 y cuyos valores aparecen en la tabla 1.1, Q es el factor de comportamiento sísmico, descrito en la parte 1.6. Como segunda opción para calcular C_s , es necesario hacer una estimación aproximada del primer periodo natural de vibración de la estructura, T_1 , para que la determinación de C_s se haga en función de la ordenada espectral a , siempre que $T_1 \leq T_a$.

1.2.3 Métodos de análisis dinámico

En estos métodos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes, a saber:

- El análisis modal, que es el método dinámico más empleado en la práctica y utiliza técnicas de espectro de respuesta.
- Análisis paso a paso, que consiste en la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

1.3 Análisis dinámico modal espectral

Las estructuras que no son de un grado de libertad (la mayoría) pueden suponerse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes, (ref 6) , como se muestra en la fig 1.1 .

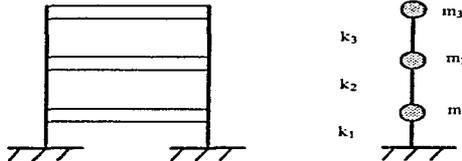


Fig 1.1. Representación de un edificio de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes.

En el equilibrio de cada entrepiso intervienen las siguientes fuerzas:

- Fuerzas de inercia, proporcionales a la matriz de masas y al vector de aceleraciones absolutas, \ddot{u}_T ; las aceleraciones absolutas son iguales a la suma del vector aceleración del terreno, \ddot{u}_g , más el de la aceleración relativa al terreno, \ddot{u}_g , tal que:

$$F_I = M\ddot{u}_T$$

- Las fuerzas que se generan en las columnas por su rigidez lateral, igual al producto del vector de desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo, por la matriz de rigideces laterales de las columnas, a saber:

$$F_R = Ku$$

- Las fuerzas de amortiguamiento, que tratan de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración, proporcionales al vector velocidad de la masa con respecto al suelo y al amortiguamiento viscoso disponible, como una proporción del crítico; a C se le conoce como

matriz de amortiguamiento, que por ser igual en todos los entrepisos se vuelve una constante, tal que:

$$F_A = C\dot{u}$$

Por tanto, la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir como:

$$F_I + F_A + F_R = 0$$

Al Sustituir y desarrollar se obtiene la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g$$

Para el caso de vibración libre, con amortiguamiento nulo, se tiene la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Con base en esta suposición es posible estimar periodos de vibración y formas modales del sistema estructural. En movimiento armónico simple se sabe que $u = a \sin \omega t$, y , $\ddot{u} = -\omega^2 a \sin \omega t$, a representa la amplitud de vibración y ω es la frecuencia circular del sistema no amortiguado, es decir, es la frecuencia con la que oscila el sistema cuando se le impone un movimiento y se le suelta.

Al sustituir $n = a \sin \omega t$ en la ecuación diferencial anterior, se tiene: $Ka - \omega^2 Ma = 0$, donde para que a sea diferente de 0, entonces: $|K - \omega^2 M| = 0$; ésta ecuación permite encontrar los N valores de la frecuencia ω que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema (la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de deformada que se denomina *forma modal*, existen tantos modos de vibrar como grados de libertad del sistema). Por otra parte, se podrán encontrar los N valores de a_i que corresponden a cada frecuencia natural de vibración.

El desplazamiento del piso i se obtiene como la suma de las participaciones de cada modo de vibración a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_{in}(t)$$

$y_{in}(t)$ es el desplazamiento en el nivel i del modo n en el instante t , y ϕ_{in} es el factor de escala a con que interviene el modo n en el movimiento del nivel i .

El máximo de la respuesta de la estructura se puede determinar de manera aproximada suponiendo los máximos de las respuestas de cada modo. Rosenbluth (ref 6) propone como criterio la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, tal que la respuesta total será:

$$R_R = \left(\sum_{i=1}^N R_i \right)^{\frac{1}{2}}$$

1.3.1 Espectros de diseño

El análisis dinámico modal se realiza llevando a cabo técnicas del espectro de respuestas. Para poder explicar en que consiste un espectro de respuesta, hay que hacer antes ciertas consideraciones. Un acelerograma es un registro en el tiempo de la historia de aceleraciones que provoca el sismo en una dirección determinada. Como se hizo ver en el punto 1.3, al suponer un movimiento armónico simple, se tiene como ventaja muchas simplificaciones matemáticas con las que es posible determinar la respuesta de un sistema, de tal forma que un acelerograma de un sismo se puede considerar como la superposición de forma aleatoria de un gran número de ondas armónicas que cubren una gama de frecuencias muy amplia, pero observándose amplitudes muy grandes sólo dentro de un intervalo de periodos dominantes que dependen del tipo de suelo, sismo y epicentro.

En el diseño estructural no interesa la historia completa de las respuestas de la estructura, sino solamente sus valores máximos. Estos, si para un acelerograma dado obtenemos la respuesta máxima del sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, variando el periodo de vibración, se pueden trazar gráficas (respuesta máxima contra periodo) que constituyen los *espectros de respuesta*. En el eje de las abscisas se representa el periodo del sistema, y en las ordenadas una medida de la respuesta máxima, ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento. En el siguiente punto se muestra un ejemplo de un espectro de diseño, de forma típica a los propuestos por el RDF-93.

1.3.2 Formas típicas de los espectros de diseño del D.F.

El espectro de diseño del D.F. (Ref 3) se presenta en la fig 1.2

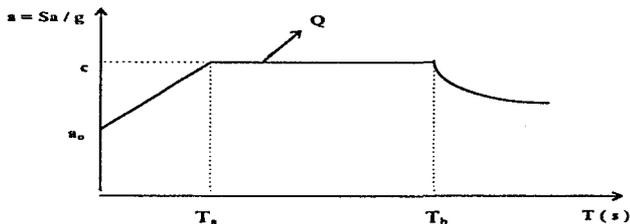


Fig 1.2.- Formas típicas de los espectros de diseño para el Distrito Federal, dado un Q

Las partes que lo constituyen se presentan a continuación:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, según las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo:

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4} \quad \text{si, } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c \quad \text{si, } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc \quad \text{si, } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

T es el periodo natural de vibración de la estructura; T , T_a y T_b están expresados en segundos. c es el coeficiente sísmico, que toma en cuenta la intensidad de la acción sísmica introducida en la estructura, en el sitio de interés, y que es la fracción del peso total de la estructura que actúa como fuerza lateral en la base de ésta. El valor de c depende del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo y del tipo de estructura, y sus valores se encuentran en la tabla 1.1.

Tabla 1.1.- Valores de c según la zonificación del Distrito Federal

Zona	Características	c
I	Suelo duro; terreno firme a profundidades menores de 3 m.	0.16
II	Zona de transición; terreno firme ubicado entre los 3 y 20 m.	0.32
III	Suelo compresible; estrato resistente ubicado a más de 20 m.	0.40

T_a , T_b y r son valores que depende de la zona en que se halla la estructura, y su valor se encuentra en la tabla 1.2.

Tabla 1.2.- Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' , tomando en cuenta los efectos de la ductilidad a desarrollar por la estructura. Para las

estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTC-S), Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_s$$

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_s} \right) (Q - 1) \text{ si } T \text{ es menor que } T_s$$

Q es el factor de comportamiento sísmico (igual a 1, 2, 3 y 4); en el punto 1.6 se hablará al respecto.

1.3.3 Revisión por cortante basal

En las NTC-S, se especifica una revisión del cortante basal, V_{oD} determinado, tal que si con el método de análisis dinámico V_{oD} es menor que $\frac{0.8aW_o}{Q'}$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales correspondientes en una proporción tal que V_{oD} iguale al mencionado valor.

1.3.4 Efectos de torsión

En estructuras no regulares o asimétricas, en planta o elevación, los efectos de torsión pueden ser de consideración; dichos efectos son ocasionados por la excentricidad entre las fuerzas sísmicas actuantes y las fuerzas sísmicas resistentes que no son colineales; en estos casos se tiene un momento torsionante, que incrementará a su vez la fuerza cortante actuante en algunos elementos, además de los efectos del cortante directo. El efecto de torsión por su naturaleza dinámica es un problema difícil de resolver, y su solución se hace a partir de fuerzas estáticas.

El RDF-93 especifica que el momento torsionante, para fines de diseño, debe tomarse con la excentricidad que resulte más desfavorable de las dos expresiones siguientes:

$$E_{d1} = 1.5e_c + 0.1b$$

$$E_{d2} = e_c - 0.1b$$

donde:

e_c = Excentricidad calculada a partir de los valores teóricos del centro de masa y el centro de torsión

b = Dimensión máxima del edificio en dirección perpendicular al análisis

1.3.5 Efectos bidireccionales

Cuando se revise la estructura ante el sismo, debe incluirse los efectos bidireccionales del movimiento en la base de la estructura. Los efectos en la dirección vertical no se toman en cuenta, debido a que no son de consideración en lugares tales como el Distrito Federal, como consecuencia del tipo de temblores a distancias largas.

El criterio seguido por el código actual para tomar en cuenta estos efectos es el siguiente: además del máximo efecto sísmico en una dirección (100 %), se puede presentar simultáneamente el treinta por ciento del efecto máximo en la dirección ortogonal; lo anterior se deduce a partir de estudios probabilísticos que se reportan en la literatura.

1.4 Integración paso a paso

Sea un sistema de un grado de libertad, fig 1.3 bajo una fuerza aplicada $p(t)$ y con propiedades m , k y c , los efectos de la fuerza en el sistema se aprecian en la fig 1.4., mediante un diagrama de cuerpo libre.

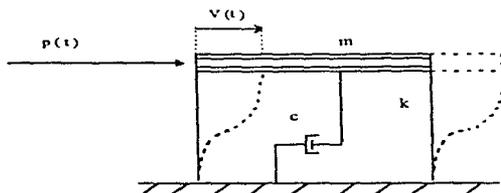


Fig 1.3.- Sistema de un grado de libertad.

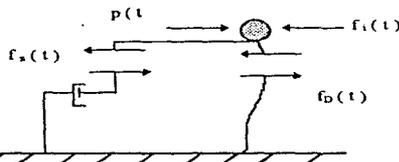


Fig 1.4.- Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas

De acuerdo a la fig 1.4, se aprecian las siguientes fuerzas:

- $f_i(t)$ = Fuerza de inercia en el tiempo t
- $f_D(t)$ = Fuerza de amortiguamiento en el tiempo t
- $f_s(t)$ = Fuerza que resiste el resorte en el tiempo t
- $p(t)$ = Fuerzas aplicadas al sistema en el tiempo t

Las fuerzas de amortiguamiento y del resorte presentan un carácter no lineal. El equilibrio dinámico requiere que se cumpla con la siguiente ecuación de movimiento (ref 10):

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \dots \dots \dots 1.2$$

Para el tiempo $t + \Delta t$, la ec 1.2 es:

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \dots \dots \dots 1.3$$

La ec 1.3, en función de incrementos es:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t) \dots \dots \dots 1.4$$

Así, las fuerzas incrementales de la ec 1.4, se expresan de la siguiente manera:

$$\Delta f_i(t) = \Delta f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m \Delta \ddot{v}(t) \dots \dots \dots 1.5$$

$$\Delta f_D(t) = \Delta f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{v}(t) \dots \dots \dots 1.6$$

$$\Delta f_s(t) = \Delta f_s(t + \Delta t) - f_s(t) = k(t) \Delta v(t) \dots \dots \dots 1.7$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \dots \dots \dots 1.8$$

m es la masa que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades del amortiguamiento y de rigidez, en función del tiempo

$c(t)$ toma el valor de (ver fig 1.5):

$$c(t) \equiv \left(\frac{df_D}{dv} \right)_t \dots \dots \dots 1.9$$

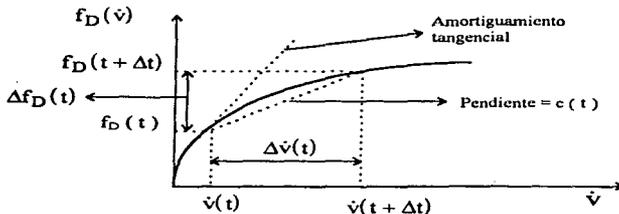


Fig 1.5.- Gráfica de amortiguamiento no lineal

Según se observa en la fig 1.6, $k(t)$ es igual a:

$$k(t) \equiv \left(\frac{df_s}{dv} \right)_t \dots \dots \dots 1.10$$

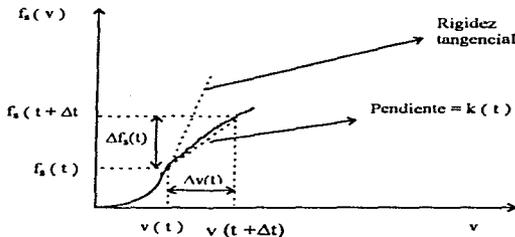


Fig 1.6.- Gráfica de rigidez no lineal

Al sustituir las ecs 1.5, 1.6, 1.7 y 1.8 en 1.4, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t , a saber:

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \dots \dots \dots 1.11$$

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ec 1.11. Un procedimiento consiste en hacer la suposición de que la aceleración varía linealmente durante cada

incremento del tiempo, y que además las propiedades estructurales del sistema son constantes. De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, se puede demostrar que la velocidad y el desplazamiento varían en forma cuadrática y cúbica respectivamente. Al evaluar la expresión final para el intervalo Δt se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento.

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t) \Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \dots \dots \dots 1.12$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t) \Delta t + \Delta \dot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^3}{6} \dots \dots \dots 1.13$$

Al despejar $\Delta \ddot{v}(t)$ de la ec 1.13 y substituyendo en 1.12, se tiene:

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \dots \dots \dots 1.14$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \dots \dots \dots 1.15$$

Al substituir las ecs 1.14 y 1.15 en 1.11 se tiene la siguiente ecuación del movimiento:

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \dots \dots \dots 1.16$$

Por último, trasladando todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\bar{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t) \dots \dots \dots 1.17$$

Donde $\bar{k}(t)$ es la rigidez efectiva, conocida como:

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \dots \dots \dots 1.18$$

y $\Delta \bar{p}(t)$ es:

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \dots \dots \dots 1.19$$

La ec 1.17 es equivalente a una relación de equilibrio - incremental estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido, también, $\Delta v(t)$, es posible calcular $\Delta \dot{v}(t)$ y $\Delta \ddot{v}(t)$, y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo $[\dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t)$ y $v(t) + \Delta v(t)]$. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de muchos grados de libertad.

El DRAIN-2D (ref 12) es un programa para computadora para el análisis sísmico no lineal de edificios; considera a la estructura formada por marcos y/o muros planos ligados por los diafragmas del piso. Sobre este programa se hablará más ampliamente en el cap 3.

1.5 Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entepiso, Δ_{ri} / h_i

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entepiso, γ , o sea el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ_{ri} , dividido entre la altura, h_i , del entepiso. Δ_{ri} / h_i , donde $\Delta_{ri} = Q\Delta_{ric}$, Δ_{ric} son los desplazamientos laterales relativos de entepiso calculados con las fuerzas reducidas por ductilidad, y Q es el factor que considera el comportamiento inelástico.

RDF-93 exige que se compare la distorsión calculada con un valor admisible de 0.006, cuando los elementos no estructurales están ligados a la estructura, y 0.012, cuando no existan elementos frágiles que puedan ser dañados o cuando éstos están desligados de la estructura principal. La idea de un valor permisible es para evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones laterales que causen pánico ante los sismos de servicio.

En el presente trabajo los desplazamientos laterales relativos se controlaron dentro del rango permisible de 0.006 veces la altura de entepiso.

1.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

El coeficiente sísmico, c , puede reducirse por el factor de comportamiento sísmico Q , que toma en cuenta la ductilidad de los elementos y de la estructura en general. Los espectros de diseño admiten reducciones en las ordenadas espectrales, de acuerdo a Q , cuyo valor variará dependiendo del tipo de estructuración, de los detalles de armados y de dimensionamiento que se hayan adoptado

en la estructura, así como de su capacidad a disipar energía del sismo en su fase intensa. El RDF-93 permite utilizar los valores de $Q = 1, 2, 3$ y 4 . En la fig 1.7 se presentan los espectros de diseño del D.F. , zona III, para diferentes valores de Q .

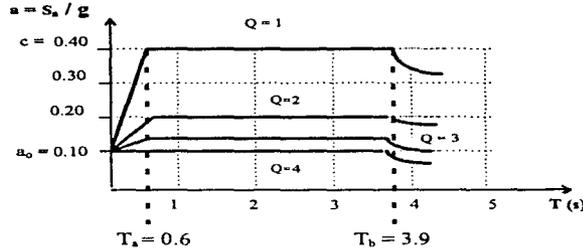


Fig 1.7 .- Espectros de diseño para la zona III del Distrito Federal

En este trabajo se tomó el valor de $Q = 3$, que es lo que especifica el RDF-93 para estructuras que están formadas por marcos y muros de cortante de concreto reforzado, tal que el cortante resistido únicamente por los marcos, sea menor que el 50 por ciento de la fuerza cortante sísmica total actuante.

También, en este trabajo, se asume que todos los marcos serán dúctiles, tales que al diseñarse deben resistir una fuerza cortante mayor del 25 por ciento de la fuerza cortante que este marco resistiría si estuviese aislado del resto de la estructura.

1.7 Efectos P- Δ

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales, ver fig 1.8, deben revisarse los efectos adicionales de segundo orden, conocidos como efectos P- Δ (ref 10) que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos. Dichos efectos serán más importantes en estructuras esbeltas y/o con cargas verticales de consideración.

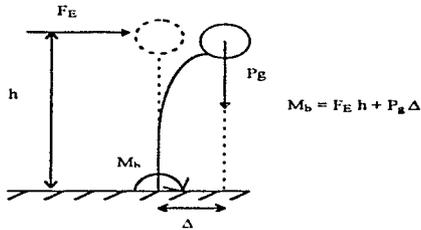


Fig 1.8. - Momento adicional originado por los efectos P-Δ

Los principales cambios que llegan a tenerse cuando los efectos P-Δ son importantes son:

- Menor disipación de energía.
- Reducción de la rigidez lateral. El periodo de la estructura cambia, se incrementa y la respuesta sísmica puede variar.
- Mayores demandas de ductilidad. Los niveles de deformación inelástica cambian; esto es, puede haber un incremento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están directamente relacionados con las demandas de ductilidad.

1.8 Demandas de ductilidad local y global

El término ductilidad se define como la capacidad que tiene la estructura o componentes de la misma (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

Una articulación plástica es una zona del elemento estructural en el que se alcanza el nivel de fluencia; las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas, sirven para medir el nivel de deformación inelástica alcanzado en las estructuras. En otras palabras, para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en

una sola sección transversal. Por lo anterior, resulta necesario definir el concepto de ductilidad de curvatura (ref 10) que está en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud plástica equivalente:

$$\mu_m = \frac{\phi_m}{\phi_y}$$

ϕ_m es la curvatura máxima a desarrollarse, y ϕ_y es la curvatura de fluencia, que se presenta en el instante en que el acero de refuerzo de tensión inicia su fluencia, ver fig 1.9.

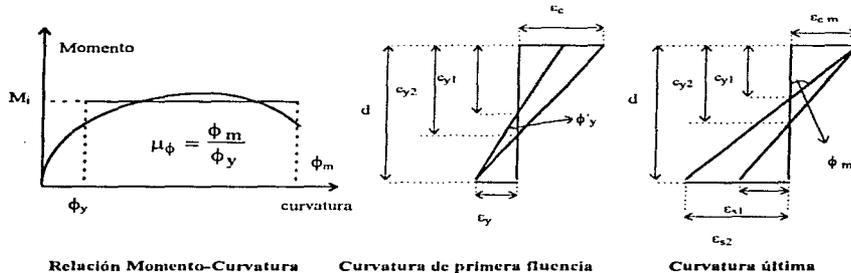


Fig 1.9. - Definición de ductilidad de curvatura.

Para estimar la ductilidad disponible en un miembro estructural de concreto reforzado, se hacen aproximaciones con base en las relaciones de comportamiento fuerza - deformación del tipo elástico-plástico y bilineal, ver fig 1.9. La pendiente de la curva elasto-plástica idealizada está definida por la expresión (ref 10):

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)}$$

donde: $\epsilon_y = f_y / E_s$; c_y es la profundidad del eje neutro para el instante en que se tiene ϵ_y ; ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia del acero.

Por su parte, la curvatura máxima que se llega a alcanzar en la sección transversal de un miembro de concreto reforzado queda en función normalmente de la deformación máxima en compresión del concreto ϵ_{cm} , y su valor es (ref 10):

$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cm}}{c_u}$$

c_u es la profundidad del eje neutro para el instante en que se alcanza la curvatura última. Se puede tomar $\epsilon_{cm} = 0.0035$, de acuerdo a pruebas experimentales.

En el presente trabajo se presentarán las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros, a raíz de los análisis paso a paso, calculándose con la siguiente expresión (ref 10) :

$$\mu_L = \frac{\phi_{máx}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$$\phi_p = \theta_p / l_p \quad \text{y} \quad \phi_y = M_y / EI$$

μ_L = Demanda de ductilidad local

ϕ_p = Curvatura plástica

θ_p = Rotación plástica

l_p = Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

θ_y = Curvatura de fluencia

M_y = Momento de fluencia

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = Momento de inercia de la sección transversal

1.9 Revisión del comportamiento lateral de estructuras con muros de cortante

La estructura a analizar, es, como se explica detalladamente en el cap 2, un edificio de 15 niveles a base de sólo marcos (caso A) , por su altura es necesario asegurar una rigidez lateral adecuada para resistir las fuerzas horizontales que son inducidas por el viento o por efectos sísmicos. Las fuerzas sísmicas pueden llegar a desarrollar esfuerzos importantes en los diferentes elementos estructurales, así como también desplazamientos horizontales de consideración, los que deben revisarse al proporcionar la seguridad. Para fines de comparar comportamientos, se propone también un caso B, que consiste en el mismo edificio de 15 niveles con marcos, pero adicionando varios

muros de concreto, que ayudarán a proporcionar mayor rigidez y resistencia ante la acción de las fuerzas horizontales. Dichos muros son de cortante, de concreto reforzado. Además de la gran ayuda de estos muros, el trabajo de los marcos (columnas y vigas) también está considerado para resistir las fuerzas horizontales.

Como resultado del análisis estructural ante la acción de las fuerzas horizontales, será posible detectar en qué proporción se distribuyen las cargas externas entre los muros de cortante y las columnas (ref 14).

Para fines de estos análisis, se supone que los sistemas de piso son diafragmas infinitamente rígidos en su plano; así, ante el movimiento de cuerpo rígido de las losas de cada nivel, los grados de libertad por piso quedan restringidos a definir dos traslaciones a lo largo de ejes horizontales perpendiculares y una rotación alrededor de un eje vertical, en un punto arbitrario del piso. La suposición de este tipo de comportamiento trae consigo múltiples simplificaciones durante la etapa de análisis sísmico tridimensional.

La función que tienen los muros de concreto de resistir las fuerzas a los que estarán sometidos, trae consigo ciertas revisiones que exigen los códigos que se realicen. En el punto 1.10.3 se describe las revisiones que se deben hacer a muros según el RDF-93. Debe tenerse cuidado en la etapa del análisis estructural cómo trabaja el conjunto marco-muro, lo cual puede ser importante en los niveles superiores, donde el muro tiende a "recargarse" sobre el marco, como se puede observar en la siguiente figura.

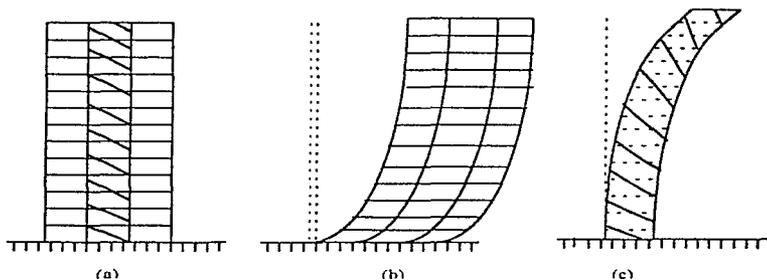


Fig 1.10.- Configuración deformada lateral típica de marco de flexión y de muro

1.10 Criterios de diseño de los elementos estructurales de concreto (vigas, columnas y muros)

Los siguientes requisitos de diseño se basan en lo que exige el RDF-93 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C, ref 2), para todas aquellas estructuras que sean diseñadas dúctilmente, al utilizar $Q = 4$ y 3. Además de estos requisitos de marcos dúctiles, deben cumplirse los requisitos generales de diseño de dicho código.

1.10.1 Vigas

Los siguientes requisitos son aplicables a miembros a flexión en que

$$P_u \leq \frac{f'_c A_g}{10}$$

donde:

P_u = Fuerza axial de diseño

f'_c = Resistencia especificada del concreto a compresión, en kg / cm^2

A_g = Área bruta de la sección transversal

Requisitos geométricos:

- L es el claro libre del miembro en flexión, $d \leq L / 4$
- El peralte total de la trabe es: $h = d + r$, d es el peralte efectivo, y r el recubrimiento.
 - $b \geq L / 30$ (b = ancho de la viga)
 - $b \geq 25 \text{ cm}$
 - $b \geq c_1$ y c_2 (c_1 y c_2 son las dimensiones de la columna a la que se une)
 - $h \leq 3b$

Refuerzo longitudinal:

Todos los miembros a flexión en marcos dúctiles contarán, en todas sus secciones, con acero de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho inferior, como en el superior.

$A_s, \text{ min} \leq \text{Acero en lecho inferior } \text{ó superior} \leq A_s, \text{ máx}$
$A_s, \text{ min} = 2 \text{ varillas del } \#4 \text{ ó } \frac{0.7\sqrt{f'_c} bd}{f_y}$
$A_s, \text{ máx} = 0.75 A_s, \text{ balanceada (solo para acero en tensión)}$

En los extremos de longitud $2h$ (zonas críticas, además de la parte del nudo) el momento resistente positivo ≥ 50 por ciento del momento resistente negativo. Los momentos resistentes

positivos y negativos de cualquier sección, serán al menos el 25 por ciento del momento resistente máximo que se tenga en los extremos.

Las uniones de barras del refuerzo longitudinal se pueden hacer con traslapes, soldadura o con dispositivos mecánicos. No se permiten uniones a base de traslapes en las zonas críticas especificadas en 5.2.2 de las NTC-C. Solo se podrán formar paquetes de dos barras cada uno. Las uniones soldadas o con dispositivos se deberán hacer en barras adyacentes separadas por lo menos 60 cm; cuando se trate de barras alternadas se podrán hacer en cualquier parte de la sección.

Refuerzo transversal:

Se identifican varias zonas a lo largo del elemento estructural, a saber: zonas críticas (sección 5.2.3 de las NTC-C); dentro de los nudos (zona I); a una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de la columna (zona II); y en aquellas zonas donde es factible que aparezcan articulaciones plásticas (zona III). Para estas tres posibles zonas, la separación máxima del refuerzo transversal será la menor de las siguientes:

- $s \leq 0.25d$
- $s \leq 8 \phi$ de la varilla longitudinal más delgada
- $s \leq 24 \phi$ del estribo
- $s \leq 30$ cm
- $s \leq$ separación requerida por fuerza cortante

Y, para las otras zonas que no son críticas:

- $s \leq 0.5d$
- $s \leq$ separación requerida por fuerza cortante

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, y con una longitud del doblez no menor de 10 el diámetro del estribo.

Requisitos para fuerza cortante:

Es necesario asegurar que la falla por cortante (falla frágil) se presente posteriormente a la formación de las articulaciones plásticas ubicadas en los extremos de las vigas. Para todos los elementos se debe cumplir que:

$$V_u \leq V_{CR} + V_{SR}$$

donde:

V_u = Fuerza cortante actuante último

V_{CR} = Fuerza cortante resistente del concreto al cortante

V_{SR} = Fuerza cortante resistente del acero transversal de refuerzo

Cálculo de V_{CR} y V_{SR}

$$\text{si } p \leq 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{si } p > 0.01 \quad V_{CR} = F_R 0.5 b d \sqrt{f_c^*}$$

donde p = porcentaje de acero longitudinal a tensión

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s}$$

De acuerdo al código, V_u se podrá obtener del análisis estructural elástico, a partir de las cargas de servicio factorizadas, y $F_R = 0.6$ para el cálculo de V_{CR} y V_{SR} .

1.10.2 Columnas

Los siguientes requisitos se aplican a miembros sujetos a flexocompresión, en los que:

$$P_u > \frac{f_c' A_g}{10}$$

Requisitos geométricos:

- $b \geq 30$ cm
- $b \geq H/15$
- $b \geq 2.5h$

Las dimensiones mínimas de los elementos dependen de la altura de entrepiso H ; b es la dimensión menor de la sección y h la dimensión mayor de la sección. Se debe cumplir que:

$A_g \geq P_u / (0.5f_c')$, donde $A_g = bh$

Resistencia mínima a la flexión:

Para lograr un adecuado comportamiento de la estructura ante la acción de sismos importantes conviene que las columnas tengan mayor capacidad a flexión que las trabes, para que así las articulaciones plásticas se formen en las vigas. Este criterio es el conocido como columna fuerte - viga débil. Las NTC-C establecen que:

$$\sum M_{r \text{ col}} \geq 1.5 \sum M_{r \text{ vigas}}$$



Fig 1.11. - Mecanismos de falla de columna y de viga

El criterio de columna fuerte-viga débil, trata de disminuir las probabilidades de que se presente fluencia en las columnas y, por tanto, de que se forme un mecanismo de falla lateral en algún entrepiso (fig 1.10 a). Se propicia la formación de un mecanismo de falla definido por articulaciones plásticas en las vigas y en la base de las columnas (fig 1.10 b).

Refuerzo longitudinal:

La cuantía del refuerzo longitudinal se encontrará entre los siguientes límites:

$$0.01 \leq p \leq 0.04 \quad (p = A_s / bd)$$

Sólo se permitirán paquetes formados por dos barras. Las uniones de barras, al igual que en el caso de elementos a flexión, podrán ser por traslape, soldadura o dispositivos mecánicos.

Refuerzo transversal:

Se deberá cumplir con lo especificado en los puntos 4.2.3 y 5.3.5 de las NTC-C. El acero utilizado para el refuerzo transversal deberá presentar un esfuerzo de fluencia $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo transversal en columnas dependerá de la zona en que se encuentre, colocándose mayor refuerzo en las zonas críticas de la columna, descritas en 5.3.4 de las NTC-C. Es importante que en estas zonas críticas el área de acero no sea menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c$$

donde:

A_g = Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_c = Área transversal de la columna

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_n = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_n
 s = Separación del refuerzo transversal

Además, la separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm. Es posible el uso de grapas rematadas a 135°. Es necesario que todos los estribos que forman el refuerzo transversal sean cerrados, de una sola pieza, sencillos o sobrepuestos, con un diámetro mínimo de 0.95 cm, y que cumplan las mismas especificaciones para miembros a flexión.

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, según sea el caso. Para evitar el pandeo de las varillas longitudinales, los estribos o zunchos deberán tener una separación no mayor de $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete, 48 diámetros del estribo, ni que la mitad de la dimensión menor de la columna. La separación anterior se reducirá a la mitad en las zonas de arriba y abajo de cada unión de la columna con travesos o losas, en una longitud no menor de 60 cm, la dimensión mayor transversal de la columna, ni de un sexto de la altura libre.

Capacidad a fuerza cortante:

En elementos sujetos a flexocompresión, igual que en el caso de elementos a flexión, la fuerza cortante resistente se define como la suma de la capacidad a fuerza cortante del concreto simple más la capacidad a fuerza cortante del refuerzo transversal. Si la fuerza cortante última actuante debida al sismo es menor que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, entonces la fuerza cortante resistente se define como se indicó anteriormente. Pero, si la fuerza cortante última actuante debida al sismo es mayor o igual que la mitad de la fuerza cortante última total, se desprecia la contribución del concreto simple.

1.10.3 Muros

Requisitos generales:

Según la sección 4.5.2 de las NTC-C, los muros bajo fuerzas horizontales deben cumplir los siguientes puntos:

- Los muros tienen como función principal, la de resistir fuerzas horizontales en su plano. En el caso que no se presenten cargas verticales de consideración, la relación L/t deberá ser menor que

70; si se presentan cargas verticales importantes, entonces L/t será menor que 40 y se aplicará lo que especifican las NTC-C para muros sujetos a cargas verticales o excéntricas, según la sección 4.5.1.

- El espesor $t \geq 13$ cm.
- $t \geq 0.06H^*$, donde H^* es la altura del muro no restringida lateralmente
- $t \geq 10$ cm, para construcciones de hasta 2 niveles con altura de entrepiso ≤ 3 m.
- Los muros que cumplan los requisitos de esta sección, que soporten el total de las fuerzas por sismo y que cumplan con los requisitos de los patines, pueden diseñarse con un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.
- Los muros que estén dentro de esta sección, que soporten el total de las fuerzas por sismo pero que no cumplan con los requisitos de los patines, deben diseñarse con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$.
- Los muros que no satisfagan esta sección y que cuenten con la ayuda de otras formas estructurales, se manejarán con un factor de comportamiento sísmico Q , dependiendo del caso.

Flexión:

Si $P_u \leq 0.2 F_R t L f_c$, y $A_s/t d \leq 0.008$ (d = peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión), entonces:

$$M_R = F_R A_s f_y Z$$

donde:

$$\begin{aligned} Z &= 0.8 L && \text{si } H/L \geq 1.0 \\ Z &= 0.4 (1 + H/L) L && \text{si } 0.5 \leq H/L < 1.0 \\ Z &= 1.2 H && \text{si } H/L \leq 0.5 \end{aligned} \quad (H \text{ es la altura total del muro})$$

Además, se debe considerar que:

$$A_s \text{ tensión} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} t d$$

Distribución del acero de refuerzo para flexión y flexocompresión:

- Para muros con $H/L \leq 1.2$, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos, L^* (ver fig 1.11), iguales a $(0.25 - 0.1 H/L)L$, medidos sobre el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H$.

- Para muros con $H / L > 1.2$, L^* deberá ser menor o igual a $0.15 L$. El acero se calculará en función de la variación de M y P .
- $A_s \text{ min} \geq \frac{660t}{f_y (t + 100)} \text{ (cm}^2 / \text{cm)}$
- Muros con necesidad de patines: colocar el refuerzo vertical por flexión en dichos patines, independientemente de H / L .
- Restringir el refuerzo vertical contra pandeo con estribos o grapas, según la sección 4.2.3 de las NTC-C.

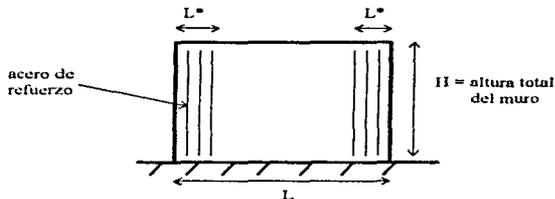


Fig 1.12.- Distribución del acero de refuerzo para flexión y flexocompresión

Patines en muros:

- Si $f_{c \text{ max}} \geq 0.2 f'_c$, es necesario colocar patines en las orillas de los muros. Donde:

$$f_{c \text{ max}} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y_{\text{max}}$$

- Si $f_{c \text{ max}} < 0.15 f'_c$, no es necesario colocar patines en las orillas de los muros.
- El acero longitudinal de los patines se calculará considerando al muro como una columna corta (es decir, sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez) para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura.
- El acero transversal se colocará siguiendo los requisitos del punto 5.3.4 de las NTC-C; respetando los requisitos del refuerzo transversal por confinamiento, según marcos dúctiles.
- El refuerzo transversal del alma estará anclado al núcleo confinado de cada patin.

Fuerza cortante en muros:

- La fuerza cortante, V_{CR} , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales se determina según:

$$0.85F_R \sqrt{f_c^*} tL \quad \text{si } H/L \leq 1.5 \text{ (Muros bajos)}$$

$$F_R t d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*} \quad \text{si } H/L \geq 2 \text{ y } p < 0.01$$

$$F_R 0.5 t d \sqrt{f_c^*} \quad \text{si } H/L \geq 2 \text{ y } p \geq 0.01$$

Utilizar la interpolación Lineal si $1.5 < H/L < 2$;
 $d \cong 0.8L$

- Refuerzo horizontal p_h

$$p_h \geq \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d t} \geq 0.0025_{\text{mínimo}}$$

$$p_h = \frac{A_{vh}}{S_{ht}}; \quad S_h \leq \frac{A_{vh}}{P_{ht}}; \quad S_h \leq \frac{F_R A_{vh} f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

- Refuerzo vertical p_v

$$p_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025) \geq 0.0025_{\text{mínimo}}$$

$$p_v = \frac{A_{vv}}{S_{vt}}; \quad S_v \leq \frac{A_{vv}}{P_{vt}}$$

- Sólo si $H/L < 2$, entonces $p_v \geq p_h$

- $V_u \leq 2F_R L t \sqrt{f_c^*}$

- El refuerzo por fuerza cortante se colocará uniformemente distribuido, con una separación menor o igual a 35 cm. Si $t > 15$ cm o si $\bar{v}_{u \text{ sismo}} > 0.6 \sqrt{f_c^*}$, será necesario colocar dos capas de refuerzo, próximas a cada cara del muro; $\bar{v}_u = \frac{V_u}{L t}$ (esfuerzo cortante promedio). En caso contrario será necesario colocarlo sólo en una capa intermedia, a la mitad del espesor.

2.1 Estructura caso A. Descripción de la estructura a estudiar, sin muros de cortante

A continuación se presenta la descripción de la estructura sin muros de cortante (sólo a base de marcos): **Caso A.**

2.1.1 Características generales de la estructura: caso A

- Es un edificio de 15 niveles, más sótano, losa de cimentación y pilotes de punta. La estructura es regular, con planta tipo de 18 x 36 m.
- Planta rectangular, tres claros de 6 m en la dirección Y, y cuatro claros de 9 m en la dirección X. La fig 2.1 presenta la planta tipo, así como también la distribución de vigas principales y secundarias, y columnas. En las figs 2.2 y 2.3 se presentan cortes de la estructura, en ambas direcciones.
- La relación dimensión larga a dimensión corta es de 2 para todos los niveles.
- El sistema sismorresistente es, como ya se había mencionado, a base de marcos en las dos direcciones. La altura de los entrepisos tipo es de 3.75 m, desde el nivel 15 hasta el nivel 2;

- Concreto tipo 1 con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y módulo de elasticidad $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)
- Acero 4200 kg/cm².
- Estructura del grupo B, oficinas, ubicada en la zona compresible (zona III) del D.F.
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$
- Para el diseño de la estructura se utilizó el análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas verticales (cargas muertas y vivas), considerando los efectos P- Δ .

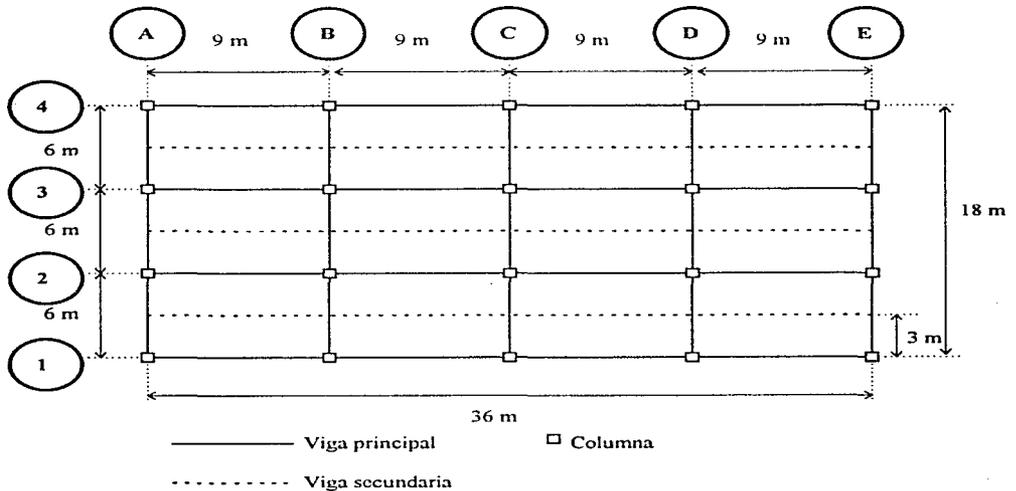


Fig 2.1.- Planta tipo de la estructura caso A

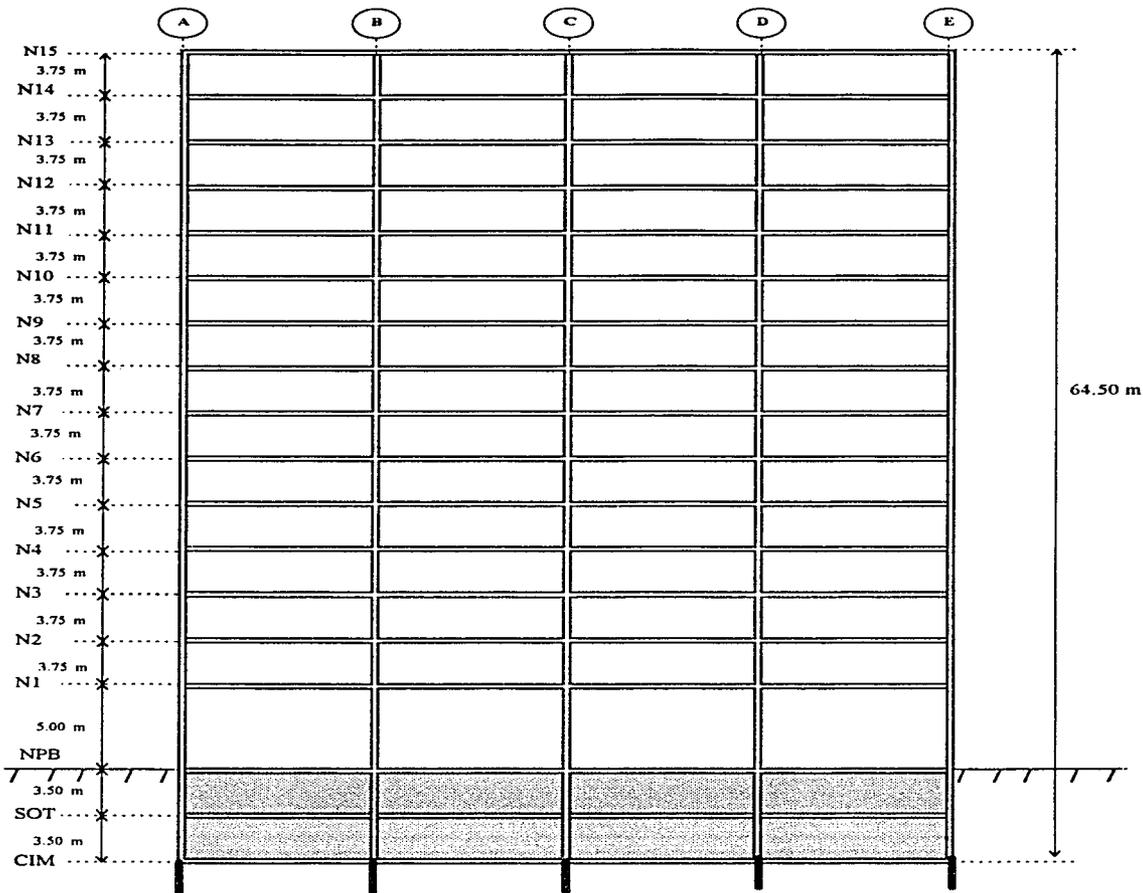


Fig 2.2.- Corte de la dirección longitudinal, estructura caso A (dirección X)

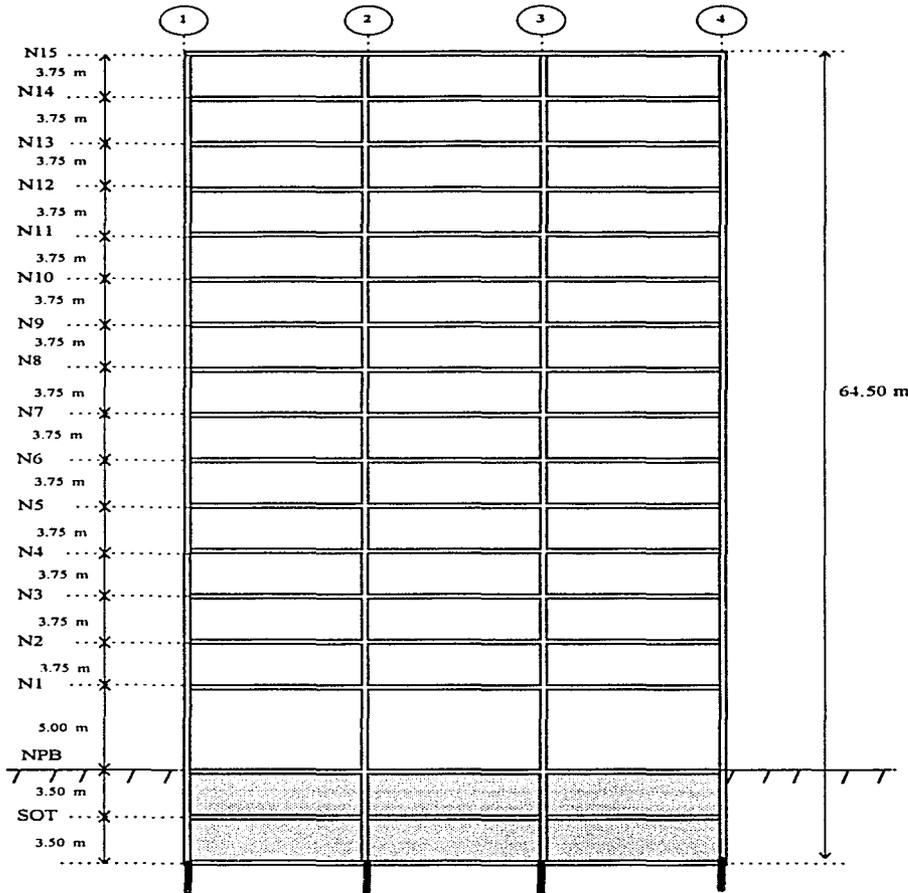


Fig 2.3.- Corte de la dirección transversal, estructura caso A (dirección Y)

2.1.2 Cargas muertas y cargas vivas: caso A

Cargas muertas

Piso tipo:

Tabla 2.2.- Carga muerta para piso tipo

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 10 cm	240
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero de cemento de 3 cm	66
Carga muerta adicional por el firme	20
Recubrimiento de piso (loseta vinilica)	5
Instalaciones y plafones	35
Muros divisorios	100
Carga muerta total	486 kg/m²
Carga muerta total en fachada (considerando 50 kg/m ² por concepto de fachada)	486 + 50 = 536 kg/m²

Azotea:

Tabla 2.3.- Carga muerta para azotea

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 10 cm	240
Carga muerta adicional por losa	20
Instalaciones	40
Relleno e impermeabilización	150
Carga muerta total	450
Carga muerta total en fachada (considerando 50 kg/m ² por concepto de fachada)	450 + 50 = 500 kg/m²

Cargas vivas:

Sólo se trabajará con la intensidad de la carga viva instantánea, que es la que considera análisis por sismo, y es la que rige para este edificio.

Piso tipo:

Carga viva, W_a (para sismo y viento, oficinas) = 180 kg/m²

Azotea:

Carga viva, W_a (para azoteas con pendiente no mayor de 5 %) = 70 kg/m²

Sumando Cargas muertas y cargas vivas instantáneas, se tiene:

Tabla 2.4.- Cargas muertas + Cargas vivas

Ubicación	Carga muerta + Carga viva (kg/m ²)
Piso sin fachada	666
Piso con fachada	716
Azotea sin fachada	520
Azotea con fachada	570

2.1.3 Cálculo de pesos: caso A

La obtención de los pesos por nivel de la estructura es necesaria para realizar los análisis sísmicos con el programa de computadora de diseño y análisis sísmico tridimensional ETABS.

El peso de cada nivel se calcula considerando la altura del medio entrepiso arriba y abajo de la losa, como se observa en la fig 2.4 para el nivel 15, y en la fig 2.5 para los restantes niveles.

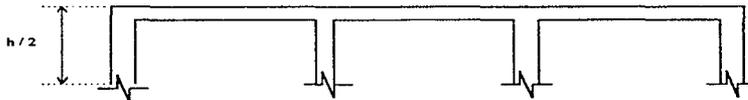


Fig 2.4. - Criterio para el cálculo del peso del nivel 15 (azotea)

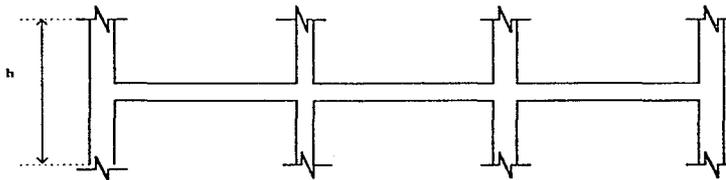


Fig 2.5. - Criterio para cálculo de pesos en los niveles restantes

La tabla 2.5 muestra los valores de los pesos por nivel de la estructura caso A.

Tabla 2.5. - Pesos por nivel de la estructura caso A.

Nivel	Concepto	Peso (kg)
N15	p.p. vigas principales	266 784.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	57 600.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	851 916.00
N14 al N12	p.p. vigas principales	266 784.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	115 200.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	996 240.00
N11	p.p. vigas principales	262 872.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	130 050.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 007 628.00
N10 al N8	p.p. vigas principales	262 872.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	145 800.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 022 112.00
N7	p.p. vigas principales	258 960.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	162 900.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 035 300.00
N6 al N4	p.p. vigas principales	258 960.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	180 000.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 051 488.00
N3	p.p. vigas principales	255 048.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	198 900.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 066 476.00
N2	p.p. vigas principales	255 048.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	217 800.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 084 368.00
N1	p.p. vigas principales	255 048.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	254 100.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 120 668.00
NPB	p.p. vigas principales	255 048.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	246 840.00
	Muros de contención (cimentación)	362 880.00
Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	1 476 288.00	
SOT	p.p. vigas principales	255 048.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	203 280.00
	Muros de contención (cimentación)	725 700.00
	Contratraves (cimentación)	264 600.00
Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+CVinst.	2 060 208.00	

Tabla 2.5. - Pesos por nivel de la estructura caso A (continuación)

<i>CIM</i>	p.p. vigas principales	255 038.00
	p.p. vigas secundarias	63 504.00
	p.p. columnas	101 640.00
	Muros de contención (cimentación)	362 880.00
	Contratraves (cimentación)	264 600.00
	Σ p.p. + CM(incluye sistema de piso)+C Vinst.	1 595 688.00

2.2 Estructura caso B. Consideraciones generales y asignación de los muros de concreto

A continuación, se realiza una descripción de las características que posee el edificio con muros, estructura caso B.

2.2.1 Características generales de la estructura: caso B

- Posee las mismas características geométricas de la estructura A: 15 niveles, más sótano, losa de cimentación y pilotes de punta. La estructura es regular, y tiene una planta de 18 x 36 m.
- Al igual que la estructura A posee una planta rectangular, con tres claros de 6 m cada uno en la dirección Y, y cuatro claros de 9 m cada uno en la dirección X. Sin embargo, cuenta ahora con muros de concreto reforzado, como se observa en la fig 2.6.
- La relación dimensión larga a dimensión corta es de 2 para todos los niveles.
- El sistema sismorresistente es, a base de muros de cortante y marcos en las dos direcciones. La altura de los entrepisos tipo es de 3.75 m, desde el nivel 15 hasta el nivel 2; posteriormente, se cuenta con un entrepiso de 5.00 m y dos niveles de 3.50 m cada uno, para el nivel 1, planta baja y sótano, respectivamente, igual que en el edificio A.
- La revisión del estado límite de servicio se hizo de tal modo que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.006 la altura de entrepiso. Al igual que en el caso A, para el dimensionamiento de columnas, traves y muros de cortante; fue necesario hacer varios tanteos para cumplir con el estado límite de servicio. Después se procedió a revisar el estado límite de falla (resistencias), que consiste en asignar a las dimensiones encontradas las

cuantías de acero de refuerzo, proporcionando las resistencias necesarias de acuerdo a los elementos mecánicos últimos de diseño; en esta etapa se revisaba si era necesario aumentar las dimensiones obtenidas por desplazamientos. En este caso B, se cumplió con el estado limite de falla y no fue necesario cambiar las dimensiones obtenidas al cumplir las condiciones de servicio.

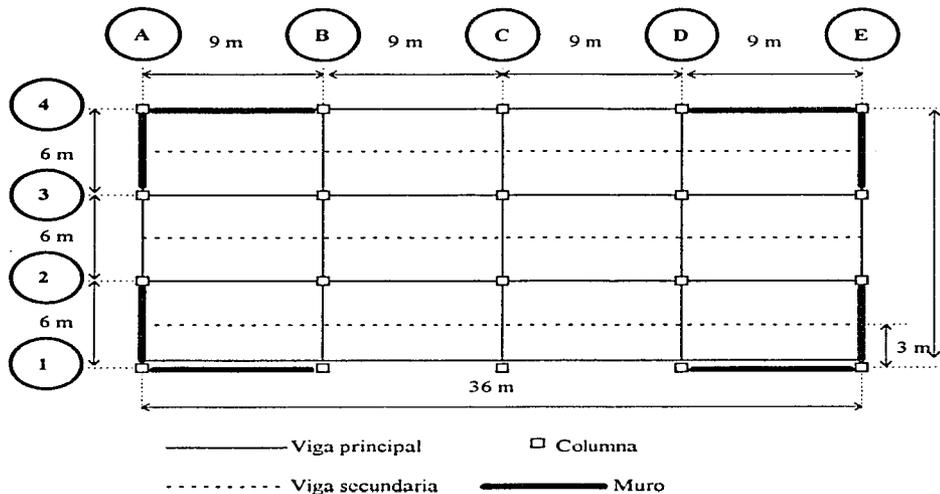


Fig 2.6. - Planta tipo de la estructura caso B

- Las columnas son de sección cuadrada; la tabla 2.6 muestra la distribución de las dimensiones de las columnas en cada uno de los entresijos.

Tabla 2.6.- Dimensiones de las columnas, caso B

Entrepiso	Secciones de columna (cm)
15 al 11	65 X 65
10 al 7	70 X 70
6 al 4	75 X 75
3 al SOT	80 X 80

- Las traves principales en ambas direcciones son de sección rectangular de 65 x 35 cm. Las traves secundarias resultan del mismo tamaño.
- Del nivel de calle (NPB) al de cimentación se tienen muros de contención de concreto reforzado de espesor 80 cm. Del nivel sótano al de cimentación se presentan las contratraves de concreto reforzado con 50 cm de espesor. Por lo que respecta a los muros de la superestructura, la tabla 2.7 muestra sus espesores.

Tabla 2.7.- Espesores de muros, caso B

Entrepiso	Espesor de muro (cm)
15 al 11	20
10 al 7	25
6 al 4	30
3 al 1	35

- Espesor de losa de 10 cm.
- Concreto tipo 1 con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y módulo de elasticidad $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)
- Acero de refuerzo con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Estructura del grupo B, oficinas, ubicada en la zona compresible (zona III), del D.F.
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$
- Para el diseño de la estructura se utilizó el análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas verticales, considerando los efectos P- Δ .

2.2.1.1 Asignación de los muros de concreto: caso B

La colocación de los muros de concreto reforzado (ver fig 2.6), responde en primera instancia en poder observar que pasa cuando a la estructura a base de marcos se le ayuda con dichos elementos estructurales rígidos sin perder la simetría y regularidad en la planta, con la finalidad de entender mejor el comportamiento sísmico evitando efectos de torsión difíciles de evaluar, y además que las deformaciones inelásticas se concentren en las zonas más débiles, produciéndose así grandes daños. Las ventajas de eliminar la torsión y obtener estructuraciones sensiblemente simétricas son tanto mayores cuanto más alto sea el edificio, ya que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión tienden a ser más importantes en estructuras flexibles.

Por otra parte, conviene colocar los elementos más rígidos y resistentes, muros, en la periferia, dado que en esta posición resultan mucho más efectivos que en la zona central para proporcionar mayor rigidez torsional, y mejor comportamiento sísmico global.

2.2.2 Cargas muertas y cargas vivas: caso B

Cargas muertas

Para los pisos tipo, se tienen las mismas carga que en el caso A:

Tabla 2.8.- Carga muerta para piso tipo

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	486 kg/m ²
Carga muerta total en fachada (considerando 50 kg/m ² por concepto de fachada)	486 + 50 = 536 kg/m ²

Para el nivel de azotea, también lo mismo que en el caso A:

Tabla 2.9.- Carga muerta para azotea

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	450 kg/m ²
Carga muerta total en fachada considerando 50 kg/m ² por concepto de fachada	450 + 50 = 500 kg/m ²

Cargas vivas

Sólo se trabaja con la carga viva instantánea, que es la que se considera en el análisis por sismo; es la combinación de cargas que rige este tipo de edificios:

Piso tipo:

Carga viva, W_s (para sismo y viento, para uso de oficinas) = 180 kg/m²

Azotea:

Carga viva, W_s (para azoteas con pendiente no mayor de 5 %) = 70 kg/m²

Sumando Cargas muertas y vivas instantáneas se tiene:

Tabla 2.10.- Cargas muertas + Cargas vivas, para sismo

Ubicación	Carga muerta + Carga viva (kg/m ²)
Piso sin fachada	666
Piso con fachada	716
Azotea sin fachada	520
Azotea con fachada	570

2.2.3 Cálculo de pesos: caso B

Los pesos por nivel se calculan de acuerdo al mismo criterio seguido para el caso A (ver figs 2.4 y 2.5). La tabla 2.11 muestra los pesos resultantes

Tabla 2.11. - Pesos por nivel para estructura caso B

Nivel	Concepto	Peso (kg)
N15	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	30 042
	Muros	60 480
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	593 400.90
N14 al N11	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	60 840.00
	Muros	120 960.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	771 024.90
N10	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	65 700.00
	Muros	151 200.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	805 282.20
N9 al N7	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	70 560
	Muros	151 200.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	810 142.20
N6	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	75 780.00
	Muros	181 440.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	844 735.55
N5 al N4	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	81 000.00
	Muros	181 440.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	849 955.50
N3	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	86 580.00
	Muros	211 680.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	884 884.80
N2	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnnas	92 160
	Muros	211 680.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	890 464.80

Tabla 2.11. - Pesos por nivel para estructura caso B (continuación)

<i>NI</i>	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnas	107 520.00
	Muros	246 960.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	941 104.80
<i>NPB</i>	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnas	104 448.00
	Muros	141 120.00
	Muros de contención	354 816.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	1 187 008.80
<i>SOT</i>	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnas	86 016.00
	Muros de contención	709 632.00
	Contratraves	264 600.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	1 646 872.8
<i>CIM</i>	p.p. vigas principales	121 020.90
	p.p. vigas secundarias	58 968.00
	p.p. columnas	43 008.00
	Muros de contención	354 816.00
	Contratraves	264 600.00
	Σ p.p. + CM (incluye sistema de piso) + CVinst.	1 249 048.88

2.3 Análisis sísmicos elásticos y diseño de los armados de refuerzo

Los criterios actuales de diseño por sismo se basan en análisis elásticos, tomando en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras por medio del factor de comportamiento sísmico Q , que se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas de los análisis estáticos, y las ordenadas de los espectros de respuesta elástica en un análisis dinámico. El anterior criterio de considerar un cierto comportamiento inelástico de la estructura, no es del todo válido, pero si proporciona buenos resultados para fines de diseño, de acuerdo a lo que se reporta en la literatura.

Para fines de este trabajo se analizará la estructura por medio del programa para computadora PC de análisis y diseño estructural ETABS, descrito posteriormente en la parte 2.3.2.

2.3.1 Análisis estático para la estructura Caso A y B

Las tablas 2.12 y 2.13 presentan las F_i resultantes de los análisis estáticos para los casos A y B respectivamente. Para el caso A se utilizan los pesos obtenidos en la tabla 2.5 y para el caso B los pesos de la tabla 2.11. Este tipo de análisis sólo se hizo para fines comparativos; el diseño se hizo con los resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral.

$$F_i = \frac{c}{Q} \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}; \quad c = 0.4, \quad Q = 3$$

Tabla 2.12.- Análisis sísmico estático para caso A

Nivel	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kg m)	F_i (kg)
N15	851 916.00	64.50	54 948 582.00	253 066
N14	996 240.00	60.75	60 521 580.00	278 733
N13	996 240.00	57.00	56 785 680.00	261 527
N12	996 240.00	53.25	53 049 780.00	244 321
N11	1 007 628.00	49.50	49 877 586.00	229 712
N10	1 022 112.00	45.75	46 761 624.00	215 361
N9	1 022 112.00	42.00	42 928 704.00	197 709
N8	1 022 112.00	38.25	39 095 784.00	180 056
N7	1 035 300.00	34.50	35 717 850.00	164 499
N6	1 051 488.00	30.75	32 333 256.00	148 911
N5	1 051 488.00	27.00	28 390 176.00	130 751
N4	1 051 488.00	23.25	24 447 096.00	112 591
N3	1 066 476.00	19.50	20 796 282.00	95 777
N2	1 084 368.00	15.75	17 078 796.00	78 657
N1	1 120 668.00	12.00	13 448 016.00	61 935
NPB	1 476 288.00	7.00	10 334 016.00	47 593
SOT	2 060 208.00	3.5	7 210 728.00	33 209
CIM	1 595 688.00	0.0	0.0	0.0
Σ	20 508 060.00		593 725 536.00	

Tabla 2.13.- Análisis sísmico estático para caso B

Nivel	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kg m)	F_i (kg)
N15	593 400.9	64.50	38 274 358.05	179 025.85
N14	771 024.9	60.75	46 839 762.68	219 089.99
N13	771 024.9	57.00	43 948 419.30	205 565.912
N12	771 024.9	53.25	41 057 075.93	192 041.84
N11	771 024.9	49.50	38 165 732.55	178 517.77
N10	805 282.2	45.75	36 841 660.65	172 324.50
N9	810 142.2	42.00	34 025 972.4	159 154.30
N8	810 142.2	38.25	30 987 939.15	144 944.10
N7	810 142.2	34.50	27 949 905.90	130 733.89
N6	844 735.5	30.75	25 975 616.63	121 499.28
N5	849 955.5	27.00	22 948 798.50	107 341.53
N4	849 955.5	23.25	19 761 465.38	92 432.99

Tabla 2.13.- Análisis sísmico estático para caso B (continuación)

Nivel	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kg m)	F_i (kg)
N3	884 884.8	19.50	17 255 253.60	80 710.34
N2	890 464.8	15.75	14 024 820.60	65 600.20
N1	941 104.8	12.00	11 293 257.60	52 823.49
NPB	1 187 008.8	7.00	8 309 061.60	38 865.10
SOT	1 646 872.8	3.5	5 764 054.80	26 960.99
CIM	1 249 048.8	0.0	0.0	0.0
Σ	16 257 240.6		463 423 155.30	

2.3.2 Características del programa ETABS-90

El ETABS-90 (Three Dimensional Analysis of Building System) es un programa, para computadora PC, creado para el análisis tridimensional de edificios suponiendo un comportamiento elástico lineal (ref 11). Este programa presenta varias ventajas, que en general ayudan en el proceso de modelado y en la interpretación de resultados, haciéndolo más fácil y rápido; cuenta con diversas opciones para generación de elementos, cargas, etc., así como con algunos postprocesadores de graficación de datos y resultados que producen imágenes de la estructura y de sus configuraciones deformadas, así como también postprocesadores de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado y de acero estructural.

El ETABS fue diseñado para analizar estructuras de edificios. La estructura se modela como un ensamble de marcos verticales y de muros de cortante, los cuales estarán unidos por medio de sistemas de piso, considerado a las losas como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. El sistema estructural puede estar formado por columnas, vigas, pannels y diagonales. El programa facilita las estructuraciones a base de muros de cortante de diversas geometrías, como cubos de elevadores en forma de "L" o en "C". El programa acepta cargas verticales y laterales, y puede realizar análisis estático y dinámico. Se pueden representar los efectos sísmicos a partir de cargas laterales estáticas, con un espectro de respuesta o con acelerogramas en un análisis paso a paso. Permite combinaciones de las distintas sollicitaciones de cargas.

2.3.3 Procedimiento de modelado con el programa ETABS-90

Para poder modelar una estructura tipo edificio en el ETABS, es necesario crear un archivo de datos que pueda leer el programa. Dicho archivo de datos consta, en general, de los siguientes puntos:

1. Datos generales: se proporciona información tal como número de marcos que forman la estructura, número de niveles, tipo y número de condiciones de carga, tipo de análisis, efectos P- Δ , así como el número de secciones diferentes de columnas, vigas, paneles y diagonales existentes
2. Información de cada nivel de la estructura: alturas, masas, centros de gravedad y rigideces externas, con respecto al sistema de ejes globales del modelo.
3. Definición de propiedades de los materiales empleados en la estructura: módulo de elasticidad, peso volumétrico, relación de Poisson, y algunos parámetros del material, listos para cuando se use algún postprocesador de diseño.
4. Definición de propiedades geométricas de los elementos, de acuerdo a un sistema de ejes locales para cada elemento: se pueden incluir zonas rígidas de los elementos que servirán para obtener los elementos mecánicos en los paños para fines de diseño, además de su participación en cuanto a su rigidez. Además, en esta sección se proporcionan los datos correspondientes de todas las secciones diferentes que forman la estructura (columnas, vigas y paneles). Las propiedades son: área total, momentos de inercia y áreas de cortante con respecto a dos ejes centroidales, y momento de inercia rotacional. El programa cuenta con varias opciones para calcular propiedades de secciones tipo, a partir de definirle qué tipo de sección.
5. Para el modelado de la estructura se tienen dos opciones: una a base de marcos planos, que posteriormente serán ensamblados por el sistema de piso para formar la estructura, y otra a base de un solo marco tridimensional que representa la estructura. En este trabajo se utiliza la segunda opción. Se introducen todos los datos necesarios para cada marco, especificándose el número de niveles, de crujiás, de diagonales, de líneas de columnas, de paneles y tipos de cargas verticales, ya sean concentradas o uniformes.
6. Ubicación y orientación de columnas: se dan las coordenadas de cada línea de columna, definiendo una dirección mayor y una menor con respecto al sistema de ejes locales. Antes de esta parte debió ya ser necesario la realización de una malla en la que se enumeran todas las columnas reales y ficticias; dicha malla se presenta en las figs 2.7 y 2.8 para el caso A y B, respectivamente.
7. Conectividad de crujiás: la localización de cada crujía se define con la línea de columna en el extremo i y en el extremo j . Es necesaria la realización de la malla, para enumerar las vigas de la estructura. (ver figs 2.9 y 2.10).

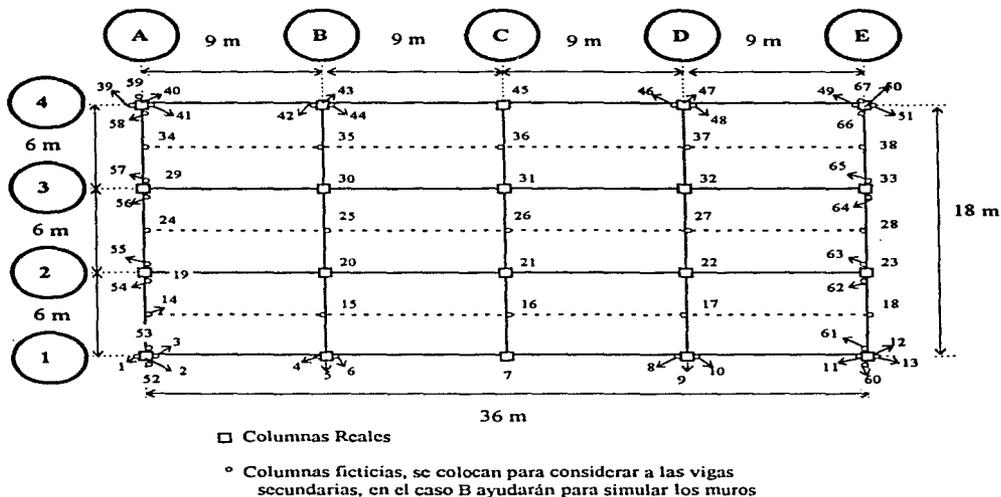


Fig 2.7.- Asignación de hileras de columnas reales y ficticias, caso A

8. Definición de cargas verticales en vigas: se proporcionan las cargas que pueden actuar sobre cualquier viga, uniformemente distribuidas, triangulares o concentradas. En este caso se aplicaron cargas uniformemente distribuidas, cuyos valores dependen de las tablas 2.4 y 2.10 para caso A y B, respectivamente, y se aplican tomando en cuenta áreas tributarias.
9. Localización de los miembros: se asignan las propiedades de cada elemento a un lugar específico. El procedimiento se realiza de arriba hacia abajo a partir del nivel superior; pudiéndose generar elementos del mismo tipo.
10. Generación de muros: un conjunto de paneles conforman el muro de concreto; de esta manera se modelan los muros de contención y contratraves (ver fig 2.13). La generación de los muros del caso B se tiene en la fig 2.11.

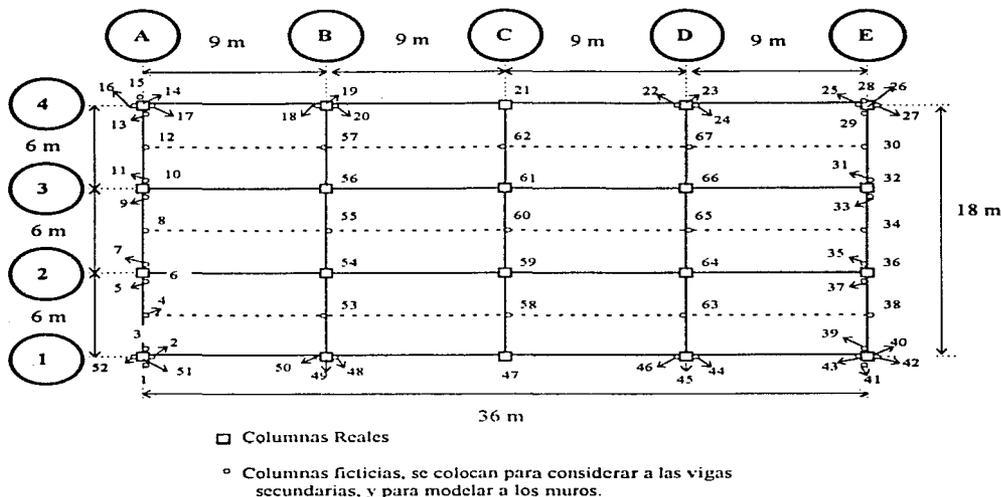


Fig 2.8.- Asignación de hileras de columnas reales y ficticias. caso B

11. Asignación de los tipos de cargas verticales en las vigas. Las cargas, previamente definidas en 8, serán asignadas a determinadas vigas. Para una misma viga se pueden asignar hasta tres tipos de cargas diferentes.
12. Localización de los marcos: esta parte consiste en ubicar y ensamblar todos los marcos de la estructura, de acuerdo a una posición específica dentro del sistema de ejes globales. En el caso particular en el que se utiliza solamente un marco tridimensional, conviene ubicar el origen del sistema local de referencia con respecto del origen del sistema de ejes globales.
13. Asignación de cargas laterales estáticas, según los valores de la parte 2.3.1.
14. Cargas dinámicas del análisis modal espectral: esta sección permite calcular las solicitaciones máximas de cada modo de vibrar de la estructura mediante el uso de un espectro de respuesta de aceleraciones contra periodos. El programa admite la excitación dinámica en tres direcciones. Este tipo de análisis fue utilizado para fines de diseño, más los efectos de las cargas gravitacionales.

15. Cargas dinámicas por el movimiento del terreno, descrito con un acelerograma dado: mediante un análisis dinámico modal paso a paso, se obtienen las respuestas de la estructura.

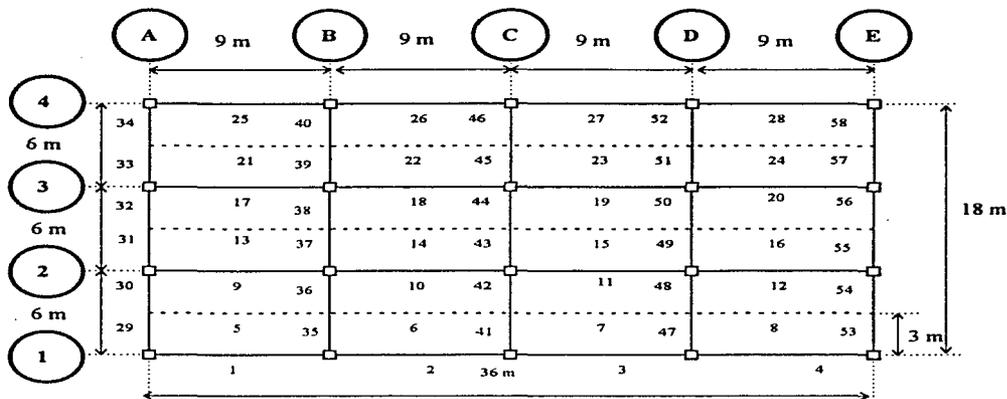


Fig 2.9.- Generación de vigas, caso A

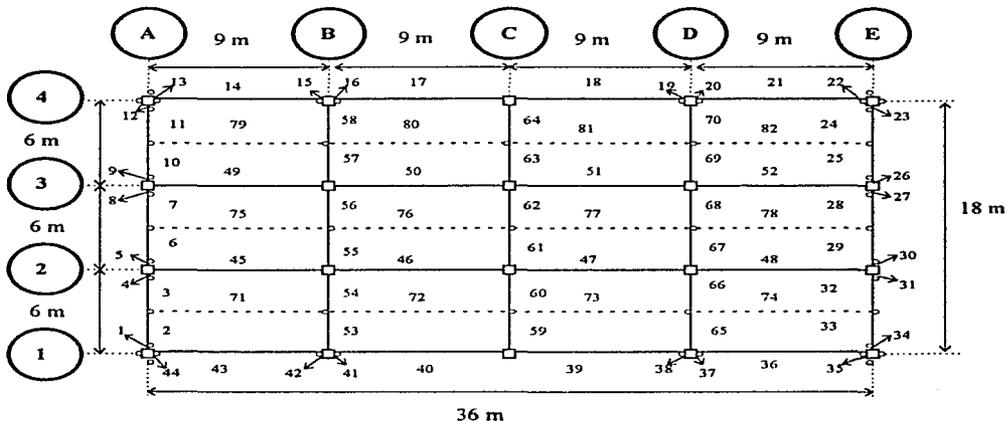
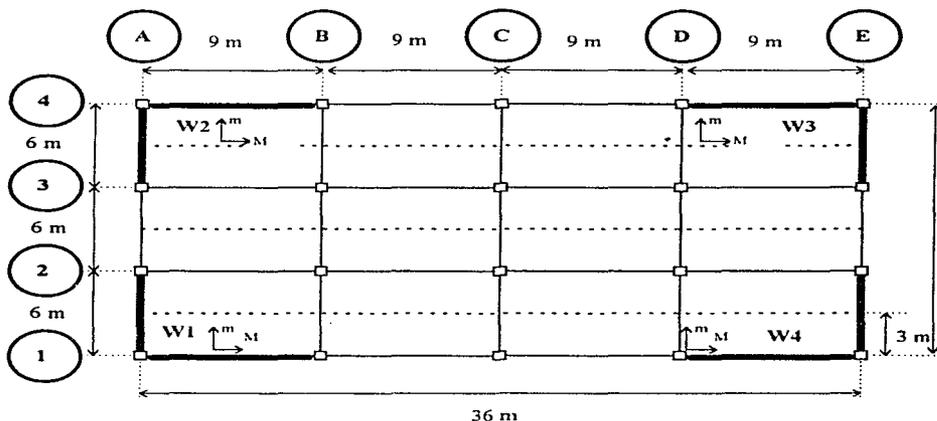


Fig 2.10.- Generación de vigas, caso B

16. Al final, existe la opción de combinar linealmente cualquiera de las cargas, así como multiplicarlas por factores de carga. Las condiciones de carga que el programa puede combinar son las siguientes: tres condiciones de carga vertical (I, II y III), dos condiciones de carga lateral estática (A y B), tres condiciones para análisis dinámico modal espectral (tres direcciones), y una condición para análisis dinámico paso a paso (una dirección).



W_n , significa un conjunto de paneles que en conjunto modelan al muro, en este caso se consideraron cuatro muros tridimensionales.
 M , m son las direcciones mayor y menor, respectivamente

Fig 2.11.- Generación de muros, de cortante de concreto reforzado, caso B

Los resultados que ofrece el ETABS son los siguientes:

- Para el análisis estático es posible obtener los elementos mecánicos y los desplazamientos.
- Del análisis dinámico se obtienen: periodos, configuraciones y factores de participación modal, así como valores máximos de desplazamientos y elementos mecánicos según el método de superposición modal especificado.

Los anteriores resultados se dan a conocer tanto para el caso A como para el B a partir del siguiente punto y hasta que finalice el cap 2.

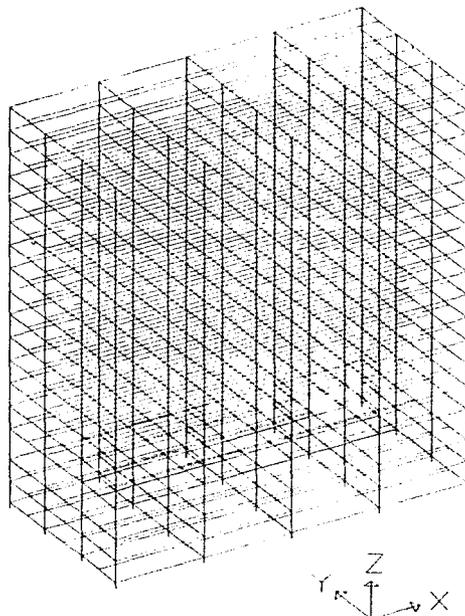


Fig 2.12.- Modelo matemático de la estructura, caso A en ETABS

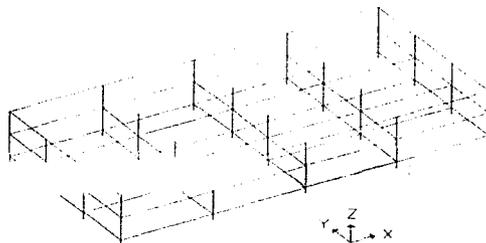


Fig 2.13.- Detalle de la cimentación, casos A y B en ETABS

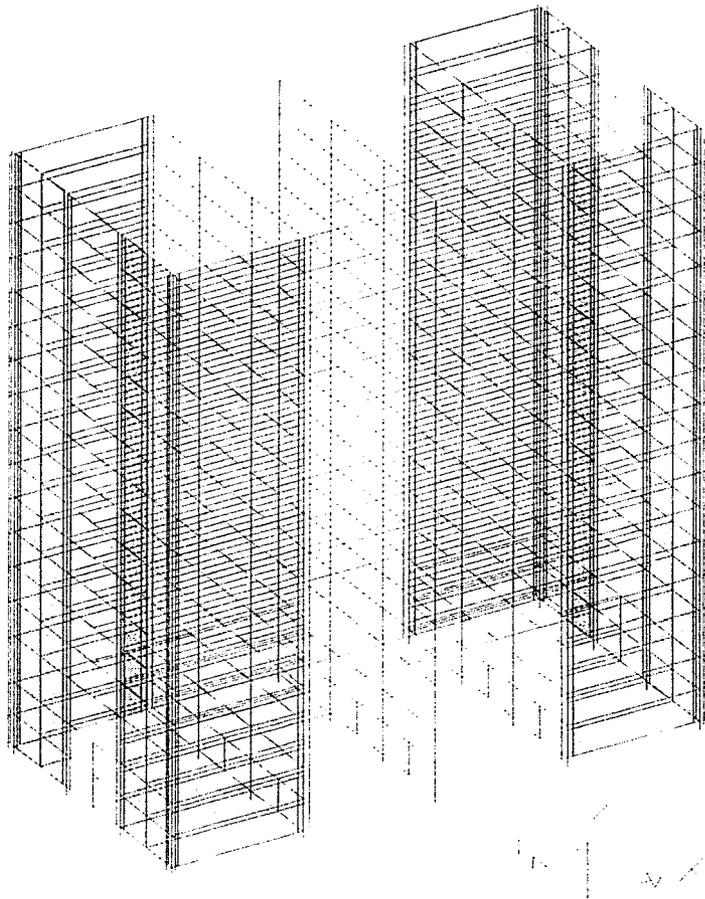


Fig 2.14.- Modelo matemático de la estructura, caso B en ETABS

2.3.4 Periodos de vibración

Con base en toda la información de cada edificio (casos A y B), y con la ayuda de la herramienta del ETABS, posteriormente se determinaron las principales propiedades dinámicas (periodos de vibración) y respuestas estructurales que a continuación se presentan.

Se presentan los periodos de vibración de las estructuras, casos A y B, después de satisfacer las deformaciones laterales permisibles, según el estado límite de servicio que especifica el código.

La tabla 2.14 muestra los periodos de vibración resultantes después de la revisión de los estados límite de servicio y resistencia para el caso A; las dimensiones del estado límite de servicio satisficieron lo requerimientos del de falla, por lo que no hubo necesidad de incrementar dimensiones.

Tabla 2.14.- Periodos de vibración para la estructura del caso A

Dirección	Periodo (s)		
	T ₁	T ₂	T ₃
X	1.382 (60.23)	0.468 (8.54)	0.269 (2.89)
Y	1.455 (58.32)	0.479 (10.62)	0.265 (3.14)
Ø	1.062 (59.23)	0.363 (8.78)	0.209 (2.99)

(masa modal efectiva en %)

Los periodos de la dirección Y tienden a ser más grandes, lo que indica que dicha dirección es más flexible, debido a que la estructura es más esbelta en la dirección transversal. Las figs 2.15 y 2.16 presentan las formas modales del primer modo, en dirección X, y en dirección Y, respectivamente.

La tabla 2.15 tiene los periodos de vibración del caso B después de haber revisado la seguridad sísmica ante los estados límite de servicio y de falla.

Tabla 2.15.- Periodos de vibración para la estructura del caso B

Dirección	Periodo (s)		
	T ₁	T ₂	T ₃
X	0.984 (51.00)	0.230 (16.13)	0.106 (5.62)
Y	1.250 (52.41)	0.322 (14.93)	0.153 (5.70)
Ø	0.588 (51.84)	0.150 (16.41)	0.073 (6.02)

(masa modal efectiva en %)

Los periodos de la dirección Y son más grandes; la dirección Y es más flexible. En general, estos periodos son más pequeños que los del caso A, debido a la gran rigidez que aportan los muros

en el caso B. En las figs 2.17 y 2.18 se presentan las formas modales del primer modo, en dirección Y y X, respectivamente.

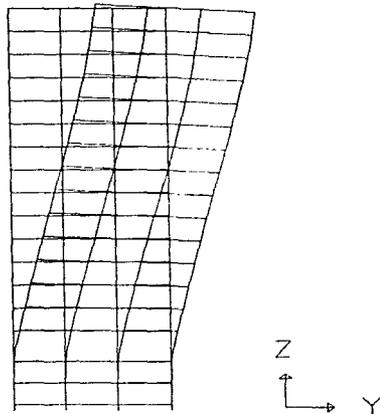


Fig 2.15.- Primer modo, dirección Y, caso A

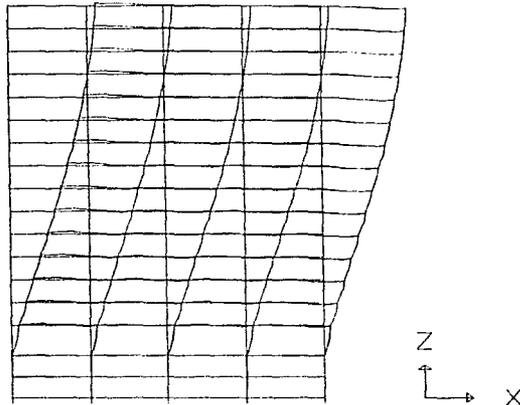


Fig 2.16.- Primer modo, dirección X, caso A

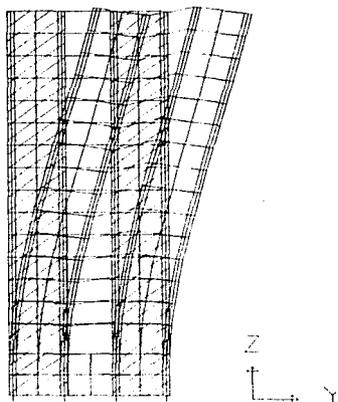


Fig 2.17.- Primer modo, dirección Y, caso B

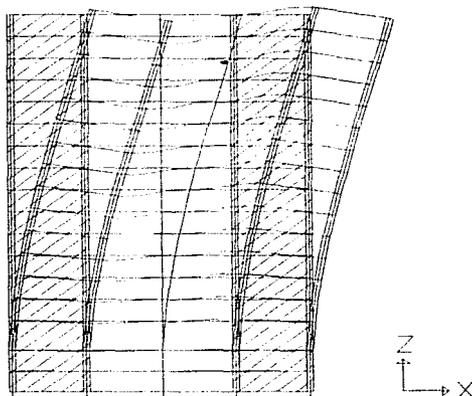


Fig 2.18.- Primer modo, dirección X, caso B

2.3.5 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

Como ya anteriormente se había explicado, la revisión de la seguridad ante el estado límite de servicio se hizo de tal modo que el desplazamiento relativo no excediera el valor permisible de

$$0.006 \text{ veces la altura de entrepiso; es decir, } \gamma_{\text{permisible}} = \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.006.$$

Con la ayuda del programa ETABS se obtuvieron los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, tanto para el análisis sísmico estático como para el dinámico. Con los valores máximos dinámicos de todos los entrepisos se hizo la revisión. Los valores finales de estas relaciones se obtuvieron después de realizar varios tanteos, cambiando las dimensiones de las vigas, columnas y en su caso muros, hasta cumplir con el valor permisible deseado. Al revisar posteriormente el estado límite de falla, con las dimensiones con que se cumplió el estado límite de servicio, se observó que no hubo necesidad de modificar dichas dimensiones. La tabla 2.16 muestra los valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, y la fig 2.19 los valores para todos los entrepisos.

Tabla 2.16.- Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones X y Y, caso A

Entrepiso	Dirección	$(\Delta_i / h_i)_{\text{máx}}$
3-4	X	0.00588
	Y	0.00591
7-8	X	0.00528
	Y	0.006

La tabla 2.17 muestra los valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso para el caso B, como resultado de varios tanteos, sin exceder el valor permisible de 0.006, tomando en cuenta la gran rigidez lateral de los muros, los cuales rigidizan la estructura. La fig 2.20 tiene los valores para todos los entrepisos. Cabe aclarar que para el caso B, ante la presencia de los muros de cortante, la estructura quedó por abajo del límite permisible de deformaciones laterales ante la imposibilidad de reducir las dimensiones por necesidades del estado límite de falla. Las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, ya están multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico Q, utilizado en este estudio, según lo especifica el código.

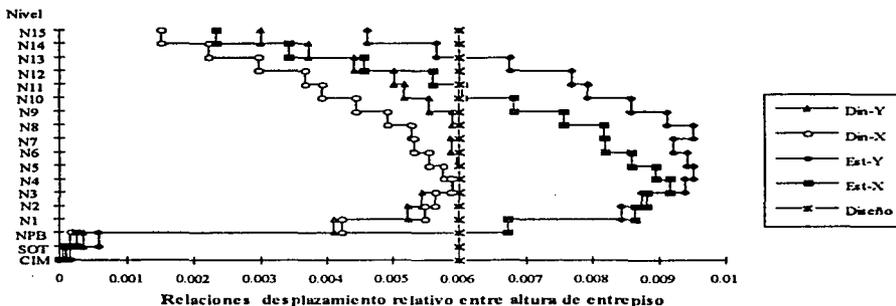


Fig 2.19.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico dinámico modal y estático, sismo en direcciones X y Y, caso A

Tabla 2.17.- Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones X y Y, caso B

Entrepiso	Dirección	$(\Delta_{i1} / h_i)_{\max}$
11-12	X	0.00321
	Y	0.00477
10-11	X	0.00321
	Y	0.00531

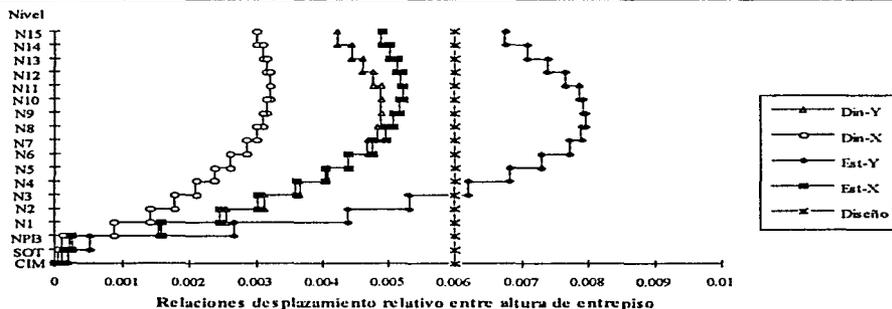


Fig 2.20 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico dinámico modal y estático, sismo en direcciones X y Y, caso B

2.3.6 Desplazamientos horizontales máximos totales

Estos resultados, obtenidos del análisis con el ETABS, ya consideran la revisión de la seguridad ante los estados límite de servicio y de resistencia, y tanto para el caso A como para el B ya están multiplicados por Q.

La fig 2.21 presenta los desplazamientos horizontales máximos para cada uno de los niveles de la estructura caso A, para ambos tipos de análisis: sísmico estático y dinámico modal espectral. La tabla 2.18 tiene sólo los desplazamientos horizontales máximos de azotea, a raíz de los análisis dinámicos.

Tabla 2.18.- Desplazamientos horizontales máximos en el nivel 15 (azotea), sísmo en las direcciones X y Y, análisis dinámico modal espectral, caso A

<i>Dirección</i>	<i>$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)</i>
X	25.38
Y	29.43

La fig 2.22 muestra los desplazamientos horizontales máximos para cada uno de los niveles de la estructura del caso B, para los análisis estático y dinámico. La tabla 2.19 presenta los desplazamientos horizontales máximos de azotea, sísmo en ambas direcciones, como resultado del análisis dinámico modal espectral.

Tabla 2.19.- Desplazamientos horizontales máximos en el nivel 15 (azotea), sísmo en las direcciones X y Y, análisis dinámico modal espectral, caso B

<i>Dirección</i>	<i>$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)</i>
X	14.73
Y	23.31

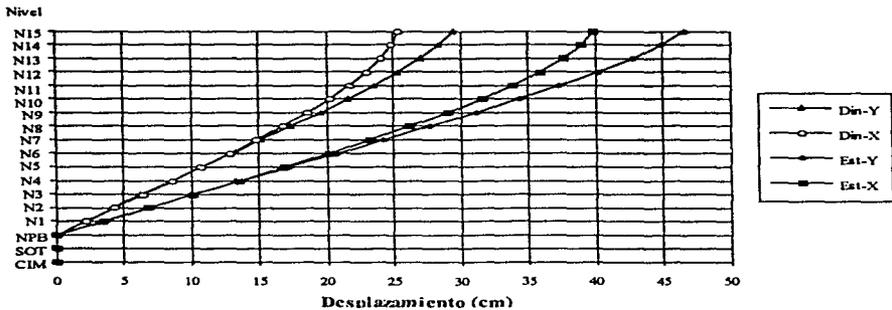


Fig 2.21.- Desplazamientos horizontales máximos, sismos en la dirección X y Y, análisis estático y dinámico modal espectral, caso A

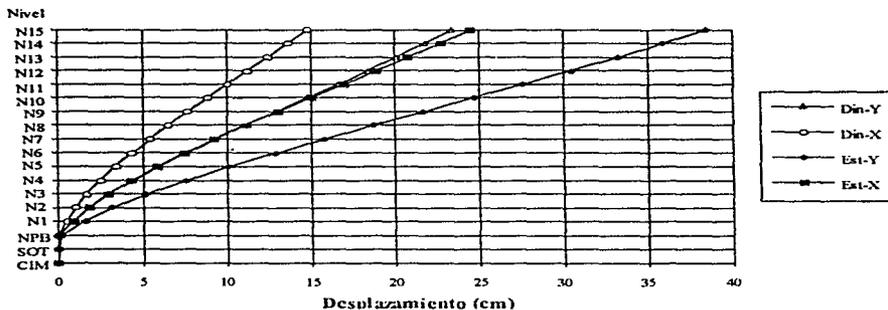


Fig 2.22.- Desplazamientos horizontales máximos, sismos en la dirección X y Y, análisis estático y dinámico modal espectral, caso B

Al observar este tipo de resultados, se nota que la respuesta es menor para el caso de la estructura con muros, debido a la rigidez que éstos aportan. En ambos casos los desplazamientos son mayores en la dirección Y, lo cual se debe a que es la dirección más esbelta y con menos rigidez. Al comparar las gráficas de las figs 2.21 y 2.22 se aprecia perfectamente el comportamiento tipo marco (viga de cortante) del caso A, y de los muros (viga en cantiliver) en el caso B, respectivamente. Lo mismo ocurría al comparar las gráficas de los Δ_n / h , (ver figs 2.19 y 2.20).

2.3.7 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las fuerzas cortantes que se reportan enseguida se obtuvieron de los análisis sísmicos con el programa ETABS; ya considerando la revisión de los estados límite de servicio y de falla. Son los valores resultantes de los análisis estático y dinámico, y sísmo en ambas direcciones.

La fig 2.23 presenta la distribución en la altura de fuerzas cortantes de la estructura A, tanto para el análisis estático como para el dinámico modal espectral.

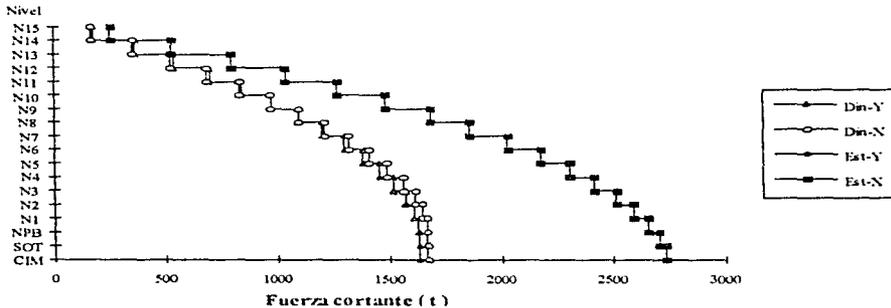


Fig 2.23.- Fuerzas cortantes de entrepiso para la estructura caso A, análisis estático y dinámico, sísmo en ambas direcciones

La fig 2.24 tiene ahora las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura B, para análisis estático y dinámico. Nótese la diferencia en valores para ambos tipos de análisis, siendo mayores las respuestas estáticas.

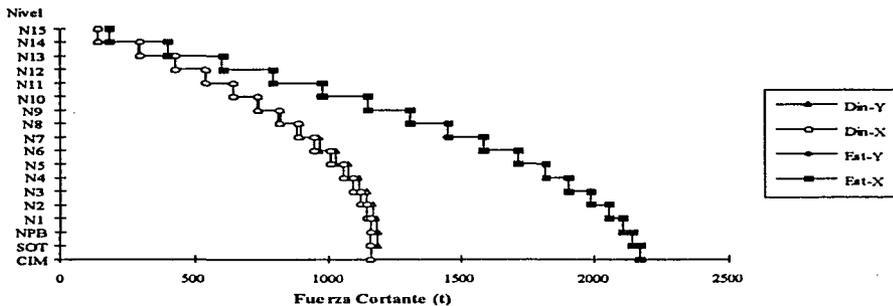


Fig 2.24.- Fuerzas cortantes de entrepiso para la estructura caso B, análisis estático y dinámico, sismo en ambas direcciones

2.3.8 Revisión por cortante basal

El RDF-93 y sus NTC-S piden que después de realizar el análisis dinámico modal espectral, se revise el cortante basal dinámico en las dos direcciones de la estructura. La fuerza cortante basal dinámica, sismo en ambas direcciones, no debe ser menor que:

$$\frac{0.8aW_o}{Q'}$$

Donde W_o es el peso de la estructura que se considera hasta el nivel 1, a es la ordenada espectral dependiente del periodo fundamental de la estructura, que de acuerdo a los valores de los periodos de los primeros modos de vibrar (direcciones X y Y) toma el valor de 0.4, y Q' es igual a $Q = 3$, por ser T_{1x} y T_{1y} mayores que $T_s = 0.6$ s. Si el cortante basal dinámico resulta menor que el término $0.8aW_o/Q'$ se tendrá la necesidad de aplicar un factor de corrección para aumentar las fuerzas sísmicas de diseño, y los desplazamientos laterales. La tabla 2.20 muestra los cálculos necesarios para la revisión del cortante basal dinámico, caso A.

Tabla 2.20.- Revisión por cortante basal, caso A.

Dirección	W_o (t)	V_o (t)	$\frac{0.8aW_o}{Q'}$ (t)	Factor de corrección
X	15 375.88	1665.66	1640.09	1
Y	15 375.88	1622.31	1640.09	1.01096

Los resultados anteriores muestran que desde el punto de vista práctico no hay necesidad de afectar a las respuestas obtenidas del análisis dinámico modal espectral.

La tabla 2.21 tiene cálculos necesarios para la revisión del cortante basal dinámico, para el caso B.

Tabla 2.21.- Revisión por cortante basal, caso B.

Dirección	$W_o (t)$	$V_o (t)$	$\frac{0.8aW_o}{Q'} (t)$	Factor de corrección
X	11174.31	1153.89	1191.93	1.03
Y	11174.31	1179.81	1191.93	1.01

Nuevamente, se observa que no hay necesidad de afectar a los resultados dinámicos anteriormente presentados, así como tampoco a los elementos mecánicos últimos para diseño.

2.3.9 Rigideces de entrespiso

Las figs 2.25 a 2.30 muestran las rigideces de entrespiso totales y por ejes, caso A y B.

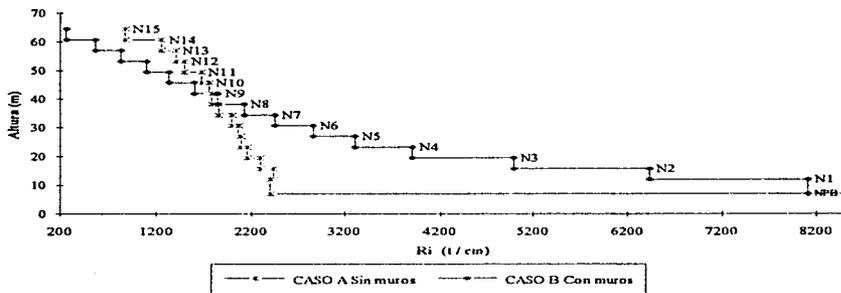


Fig 2.25- Rigideces de entrespiso para casos A y B, dirección X

Obsérvese la gran rigidez de la estructura B (con muros), hasta el entrespiso N9-N8, donde los muros son muy efectivos en los niveles inferiores; en los entrespiso superiores su función es casi no notable.

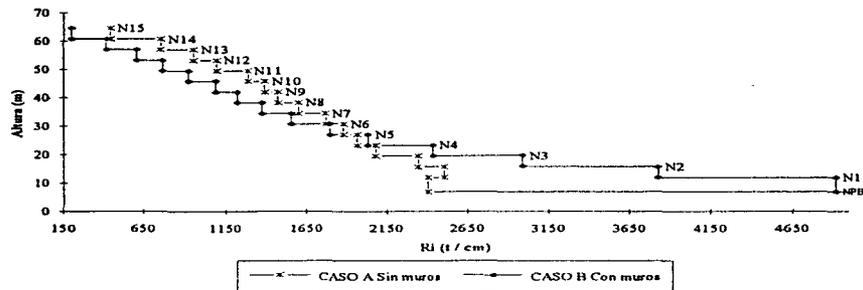


Fig 2.26- Rigideces de entresijos para casos A y B, dirección Y

Se vuelve a apreciar que la rigidez de la estructura con muros es mayor en los entresijos inferiores. Las rigideces de entresijo de la dirección corta de cada estructura (A y B) son mucho menores que las de la dirección X, debido a la mayor esbeltez del edificio en la dirección Y.

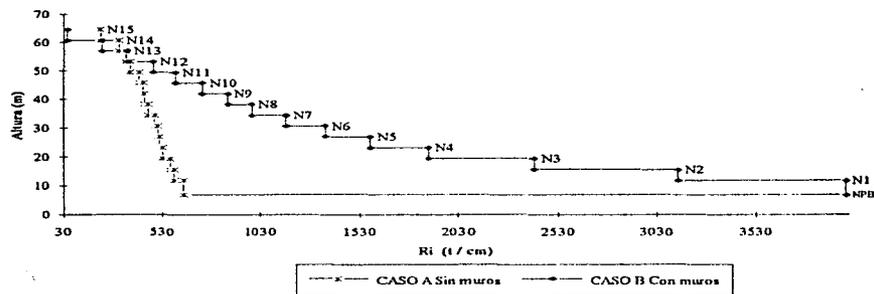


Fig 2.27- Rigideces de entresijos del eje 1 casos A y B, dirección X

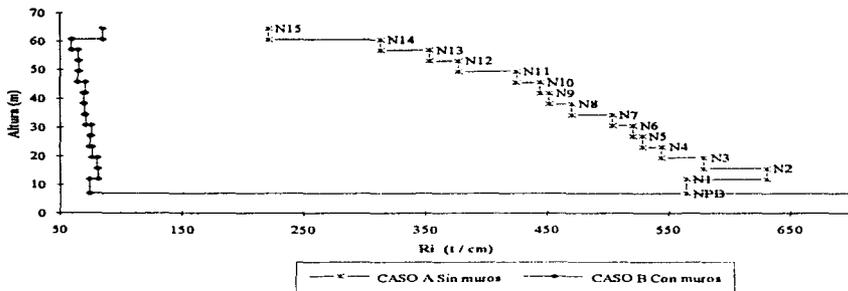


Fig 2.28- Rigideces de entrepiso del eje 2 casos A y B, dirección X

Al observar la fig 2.27, en que se comparan las rigideces de entrepiso del eje 1 (eje que tiene muros en el caso B), se aprecia que para el caso B el eje 1 tiene mayor rigidez con respecto del eje 1 del caso A; en los niveles inferiores se aprecia mejor lo anterior. En la fig 2.28 se compara ahora los resultados del eje 2, casos A y B; nótese grandes diferencias en dicho eje, cuando la estructura tiene la ayuda de los muros de cortante. Resultados y diferencias similares se observan al comparar las rigideces de entrepiso de los ejes A y B, sin y con muros de concreto (ver figs 2.29 y 2.30).

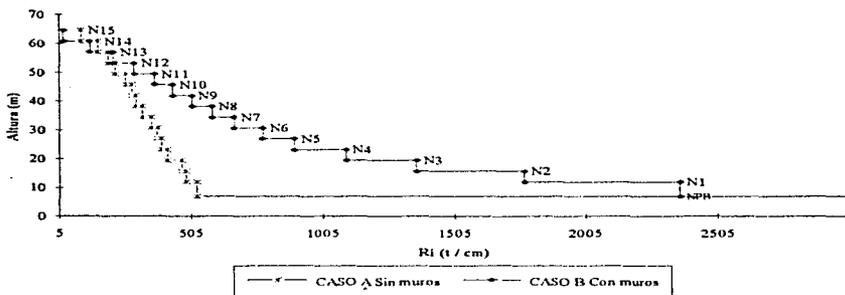


Fig 2.29- Rigideces de entrepiso del eje A casos A y B, dirección Y

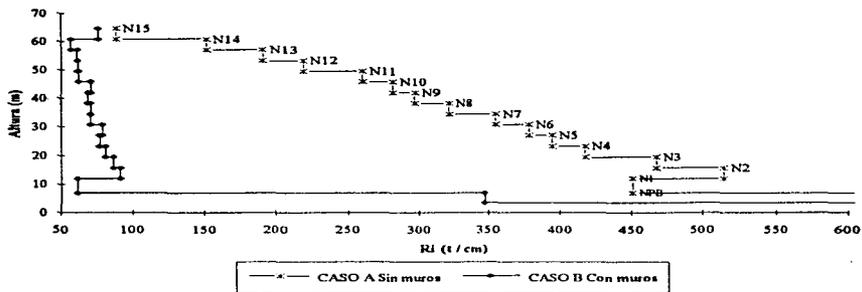


Figura 2.30- Rigideces de entpiso eje B casos A y B, dirección Y

2.3.10 Elementos mecánicos últimos y diseños

Las figs 2.31 a 2.65 muestran los elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros de cortante, para los casos A y B. Dichos elementos mecánicos son los resultados de la combinación crítica de cargas a raíz del análisis estructural (sísmico y por gravedad) hecho por el ETABS, a saber:

- **Vigas:** Cortantes últimos y momentos últimos positivos y negativos.
- **Columnas:** Momentos últimos en los extremos superior e inferior, para las direcciones mayor (dirección X) y menor (dirección Y); cortantes últimos (ambas direcciones); y carga axial última.

Los elementos mecánicos últimos se seleccionaron de la combinación de cargas de todas las posibles combinaciones de carga, tomando en cuenta cargas verticales, y los efectos sísmicos dinámicos espectrales, considerando simultáneamente 100 por ciento al sismo en una dirección, más 30 por ciento del sismo en la otra dirección.

El diseño de vigas y columnas consiste en el cálculo de las áreas de acero de refuerzo requeridas para flexión, cortante y flexocompresión. Estos valores los obtiene automáticamente el programa CONKER, que es un postprocesador del ETABS y que calcula áreas de acero para columnas y vigas después que se ha realizado el análisis de la estructura. Con la finalidad de corroborar la eficacia del CONKER, posteriormente se diseñan manualmente, sin uso de

computadora, algunas vigas y columnas, y se compara con los resultados determinados mediante computadora.

El diseño de muros se realiza sin ayuda de algún programa y los resultados se muestran posteriormente.

2.3.10.1 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas y columnas; caso A

A continuación se presentan los siguientes resultados:

- Momentos flexionantes últimos y áreas de acero por flexión de vigas, caso A. (Figs 2.31 a 2.35)
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, caso A. (Figs 2.36 a 2.40)
- Momentos flexionantes últimos y cargas axiales últimas de columnas, caso A. (Figs 2.41 y 2.42)
- Fuerzas cortantes últimas de columnas, caso A. (Figs 2.43 y 2.44)
- Áreas de acero y separación de estribos en los extremos de columnas, caso A. (Figs 2.45 y 2.46)

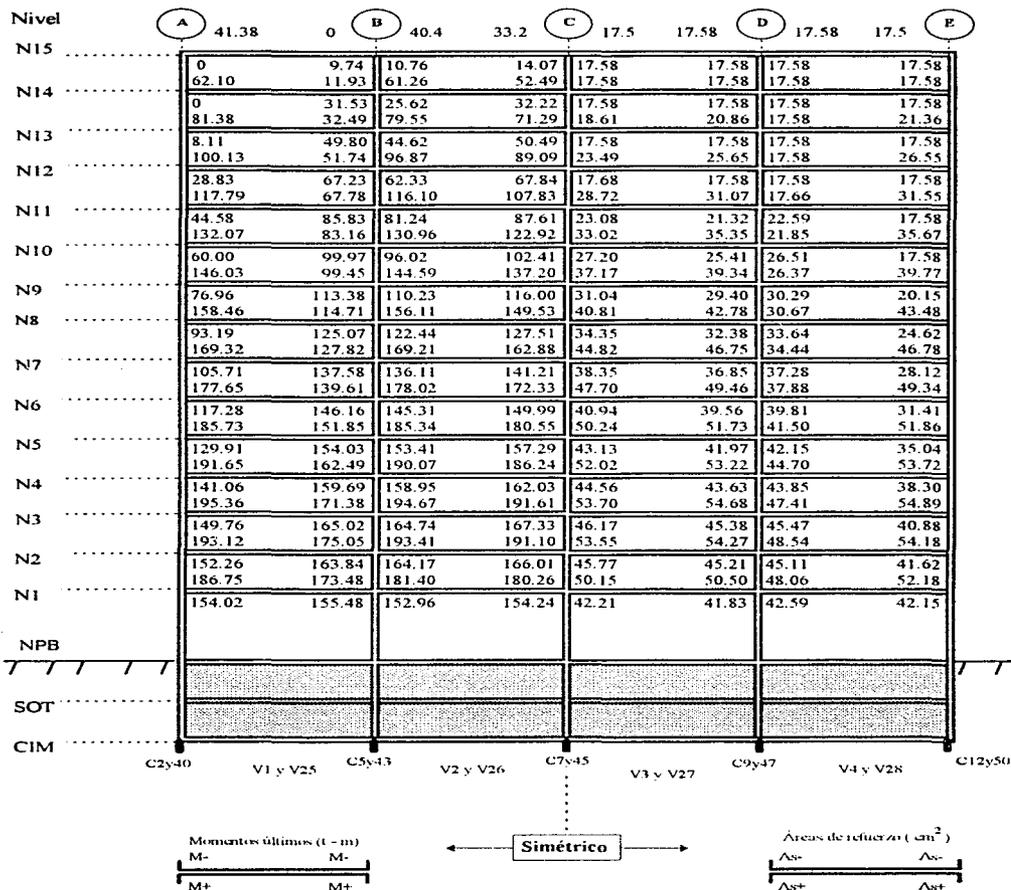


Fig 2.31.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes 1 y 4, caso A

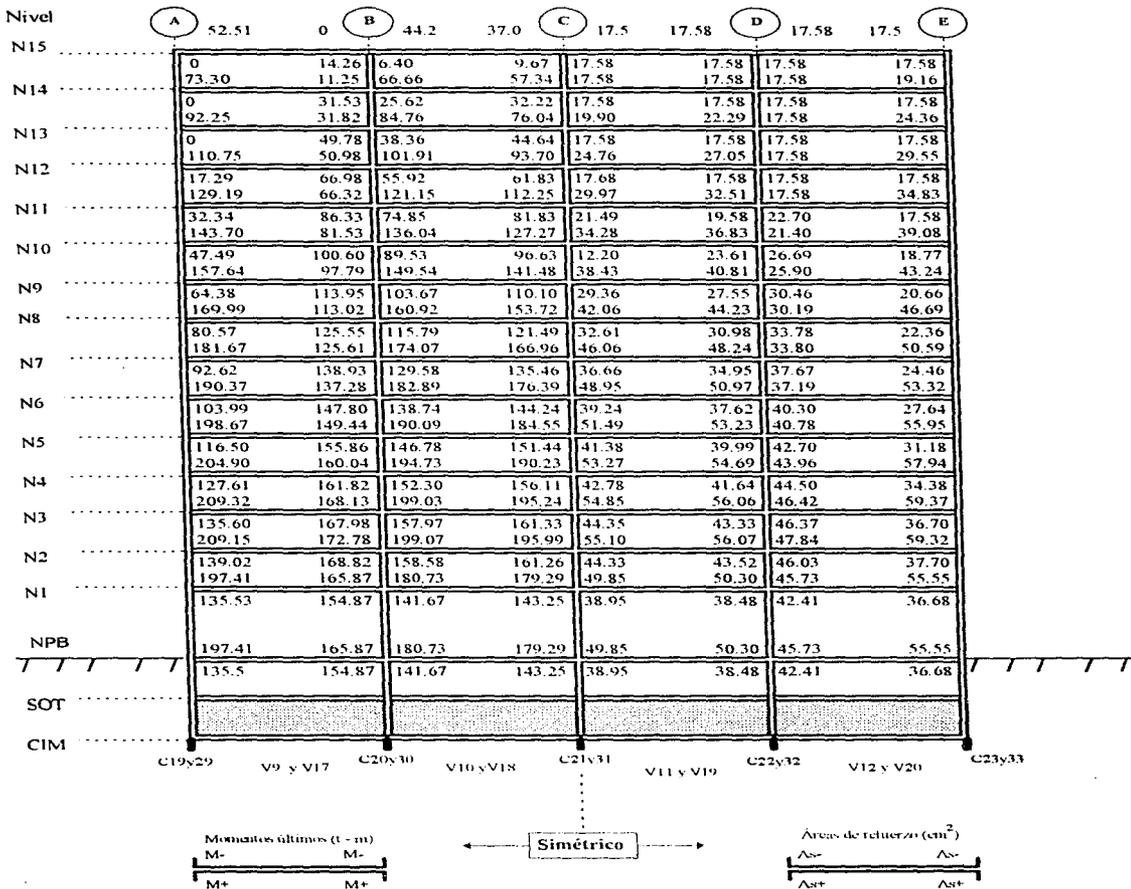


Fig 2.32.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes 2 y 3, caso A

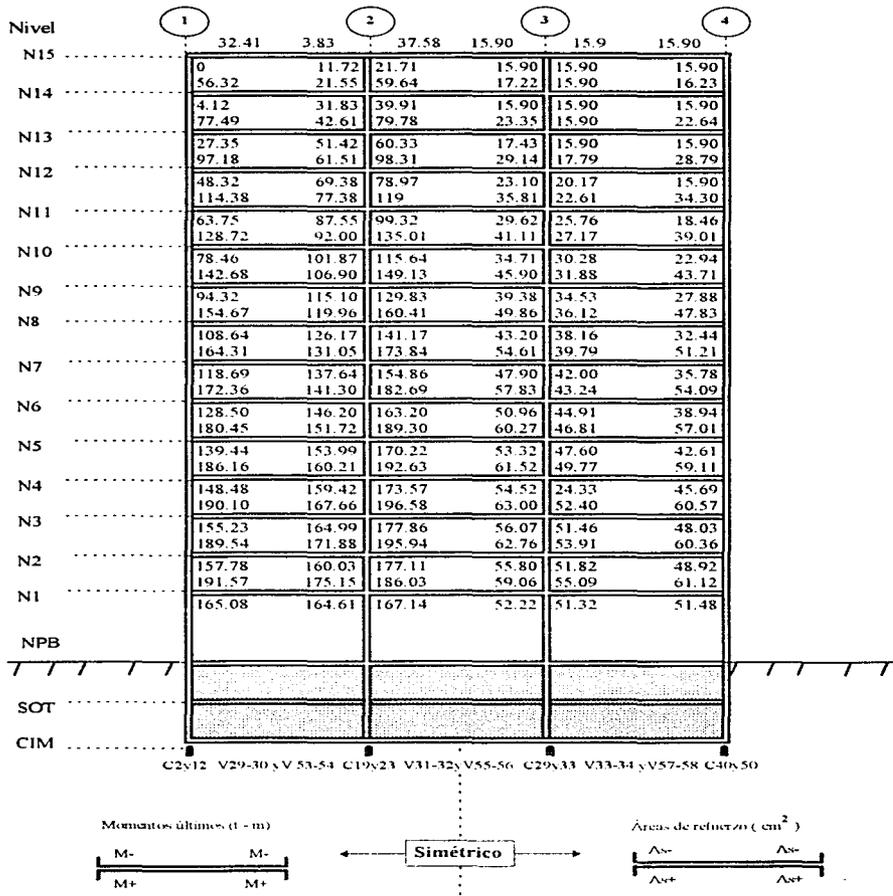


Fig 2.33.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes A y E, caso A

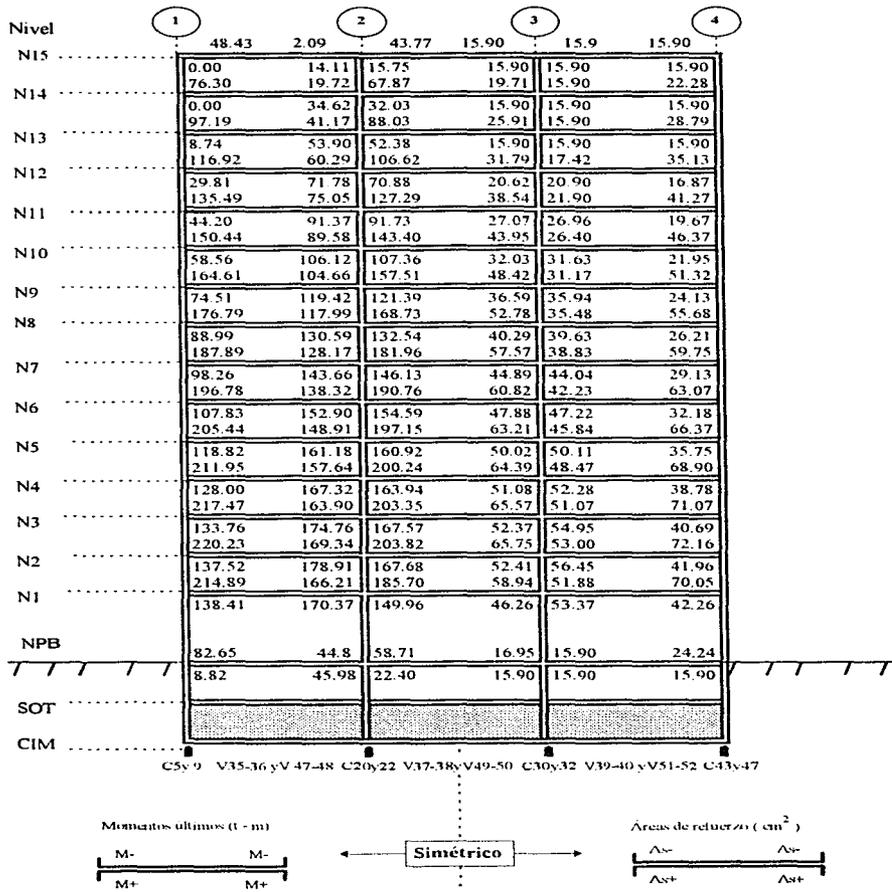


Fig 2.34.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes B y D, caso A

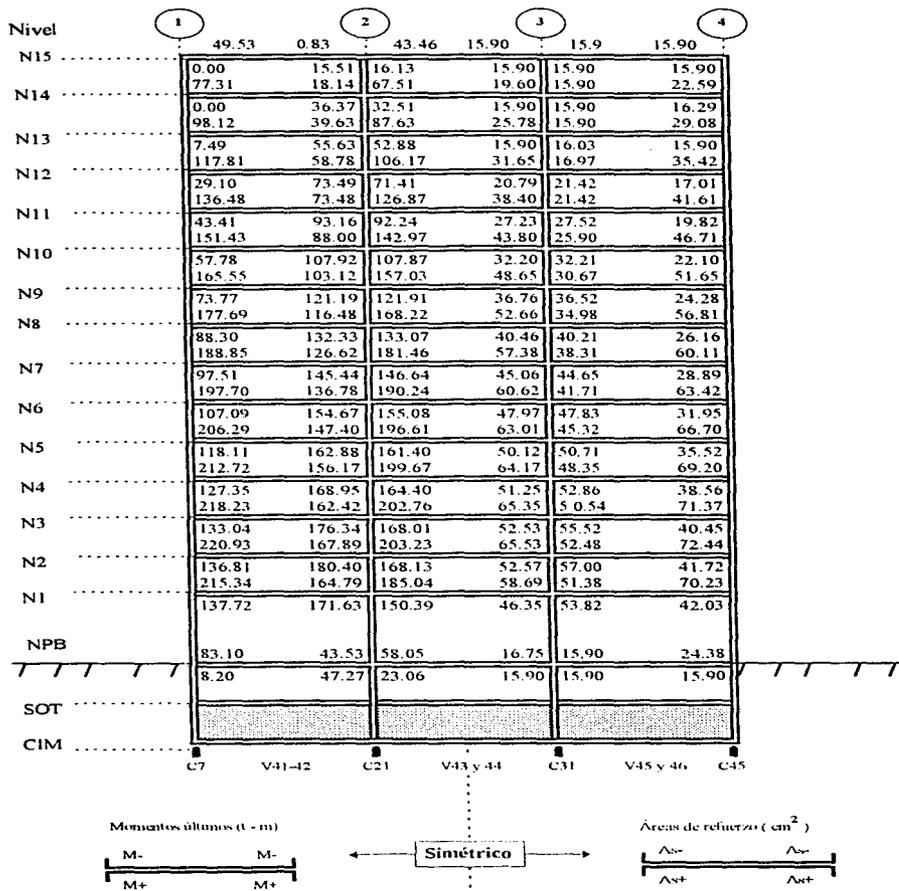


Fig 2.35.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas del eje C, caso A

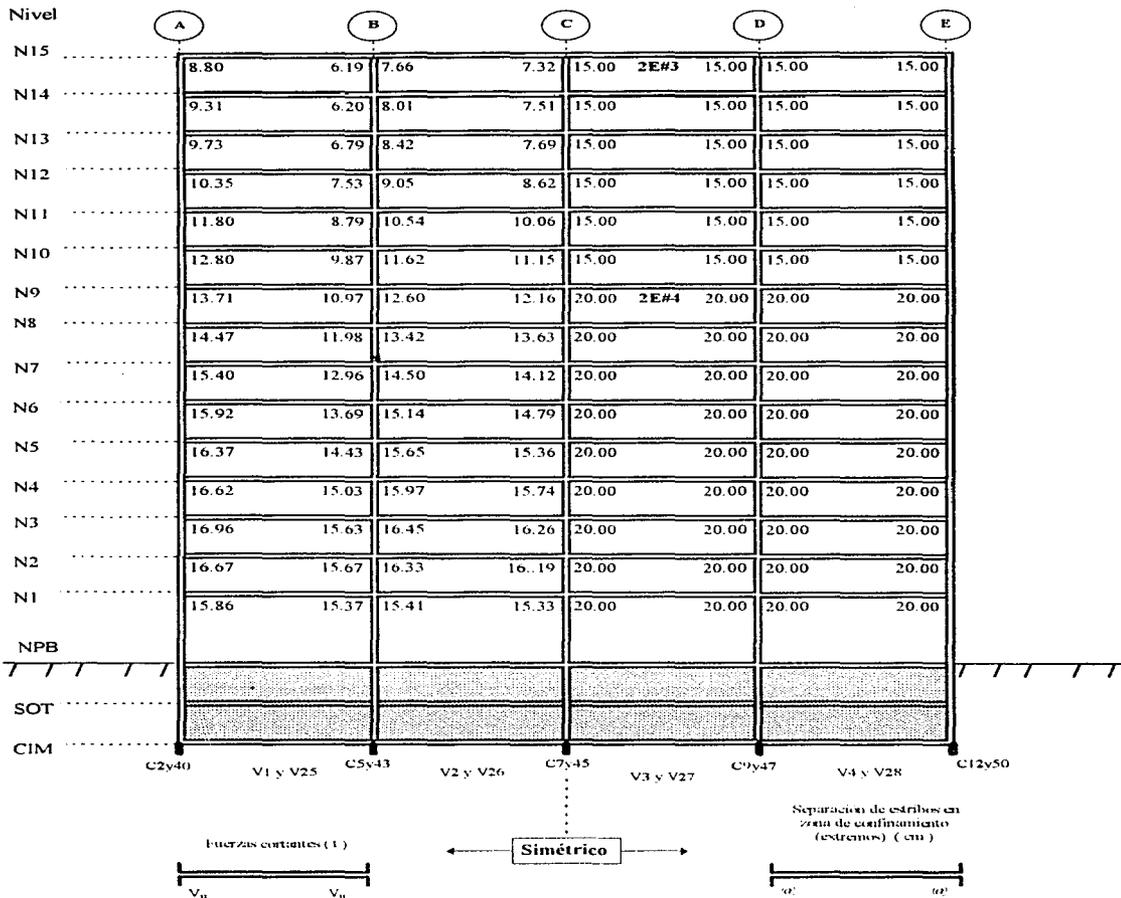


Fig 2.36.- Fuerzas cortantes de diseño y separación de estribos en los extremos de vigas de los ejes 1 y 4, caso A

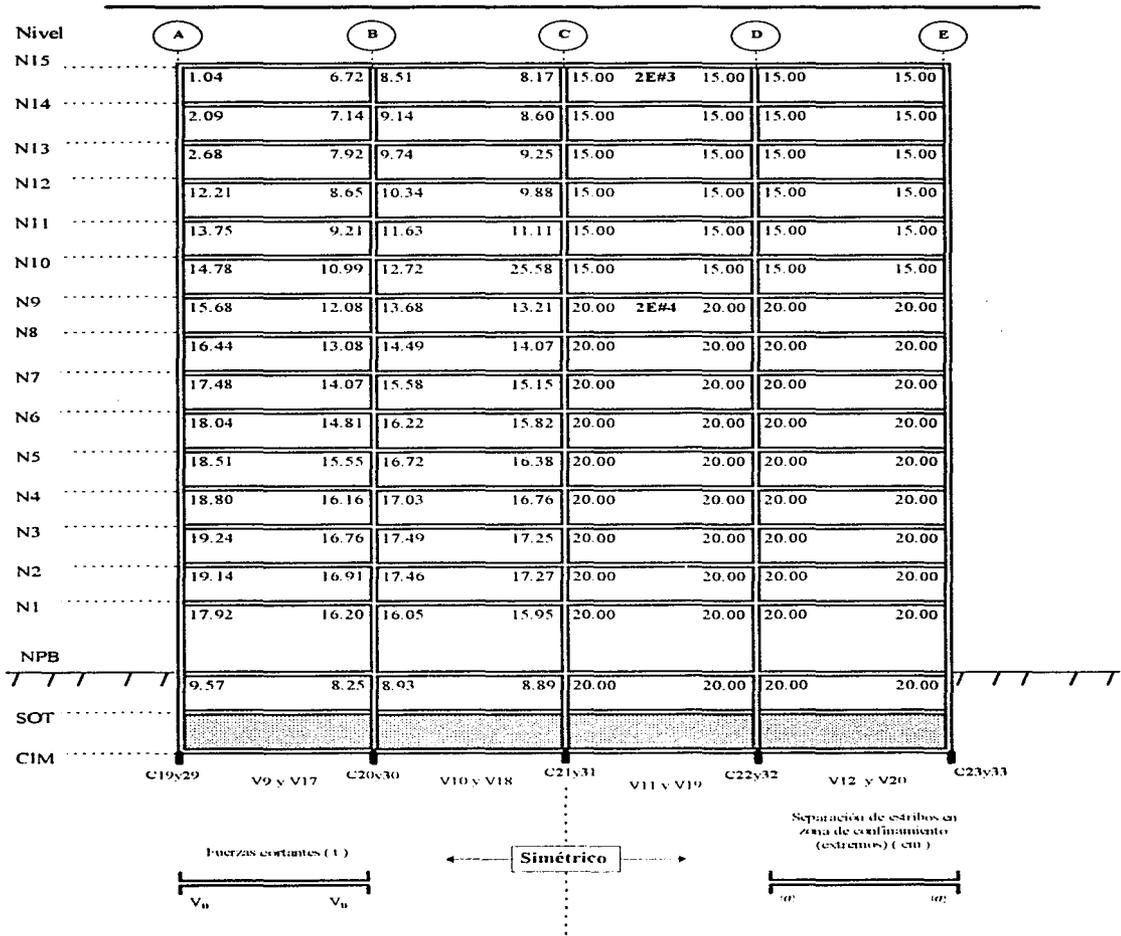


Fig 2.37.- Fuerzas cortantes de diseño y separación de estribos en los extremos de vigas de los ejes 2 y 3, caso A

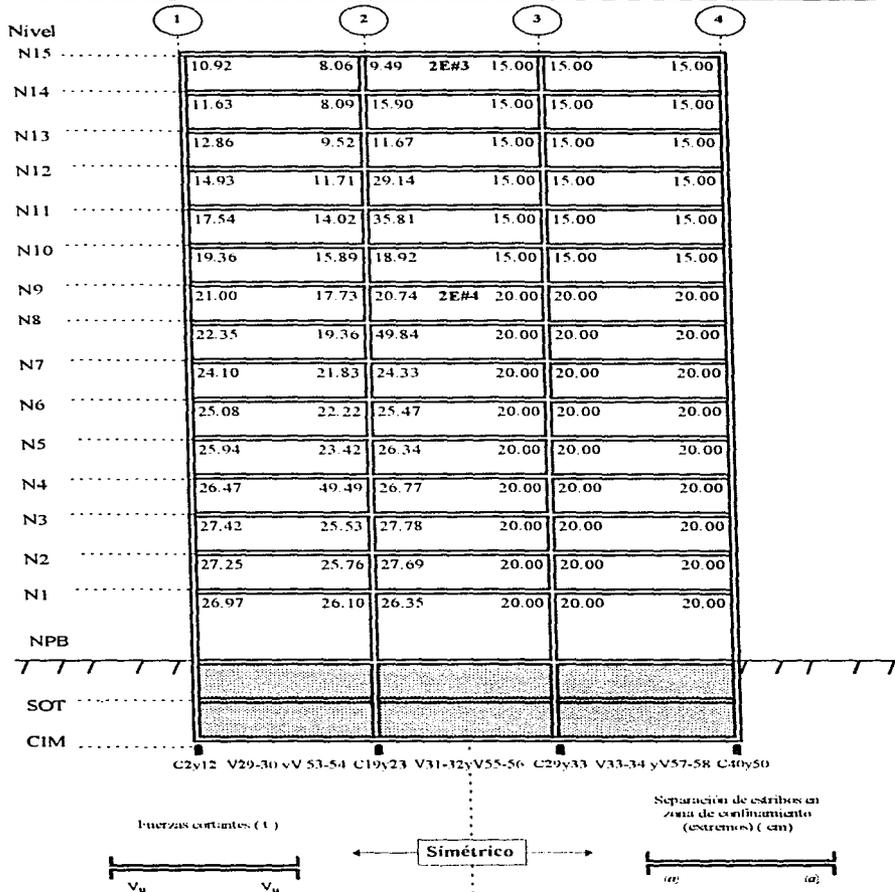


Fig 2.38.- Fuerzas cortantes de diseño y separación de estribos en los extremos de vigas de los ejes A y E, caso A

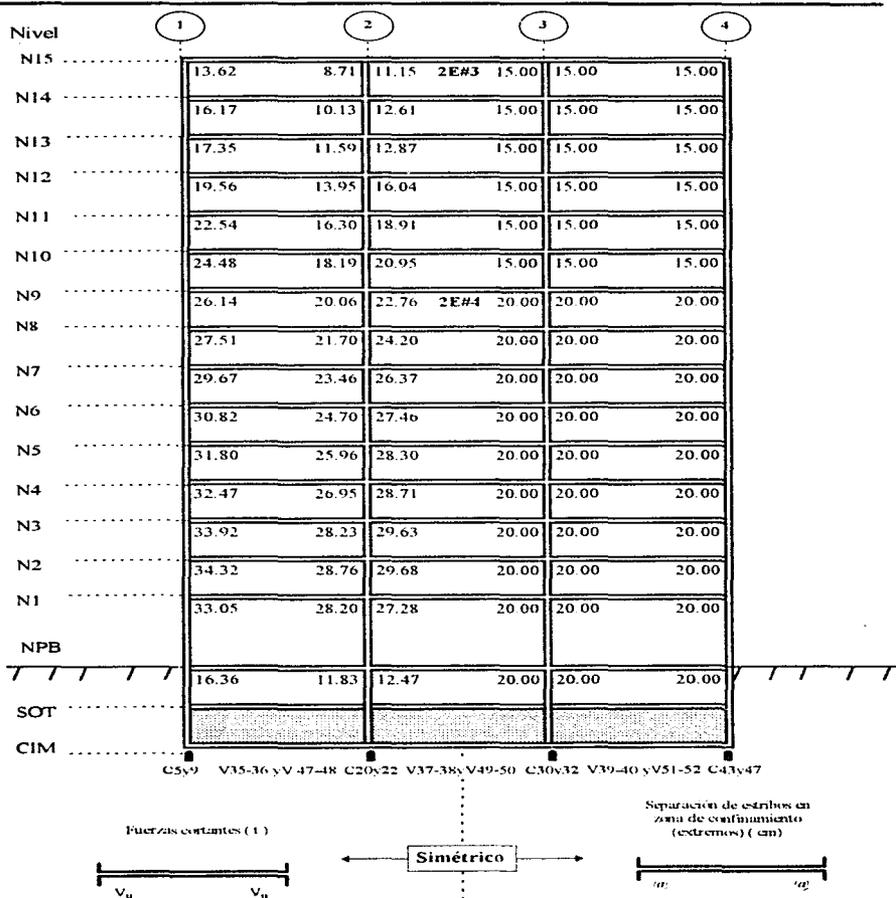


Fig 2.39.- Fuerzas cortantes de diseño y separación de estribos en los extremos de vigas de los ejes B y D, caso A

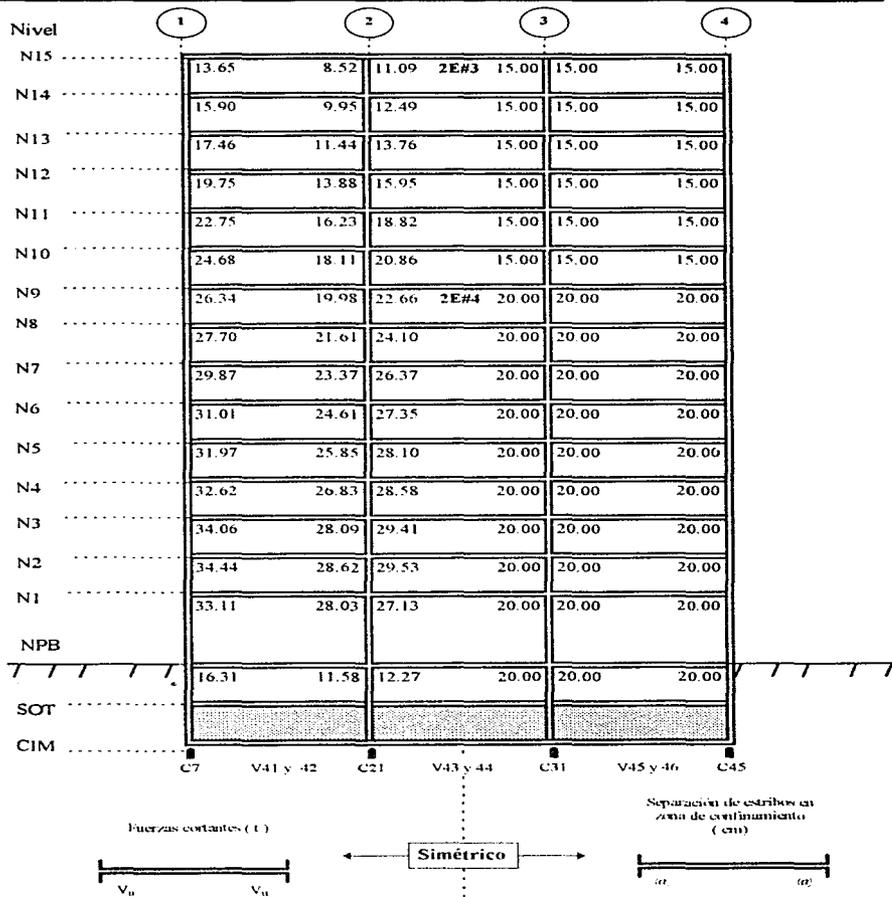


Fig 2.40.- Fuerzas cortantes de diseño y separación de estribos en los extremos de vigas del eje C, caso A

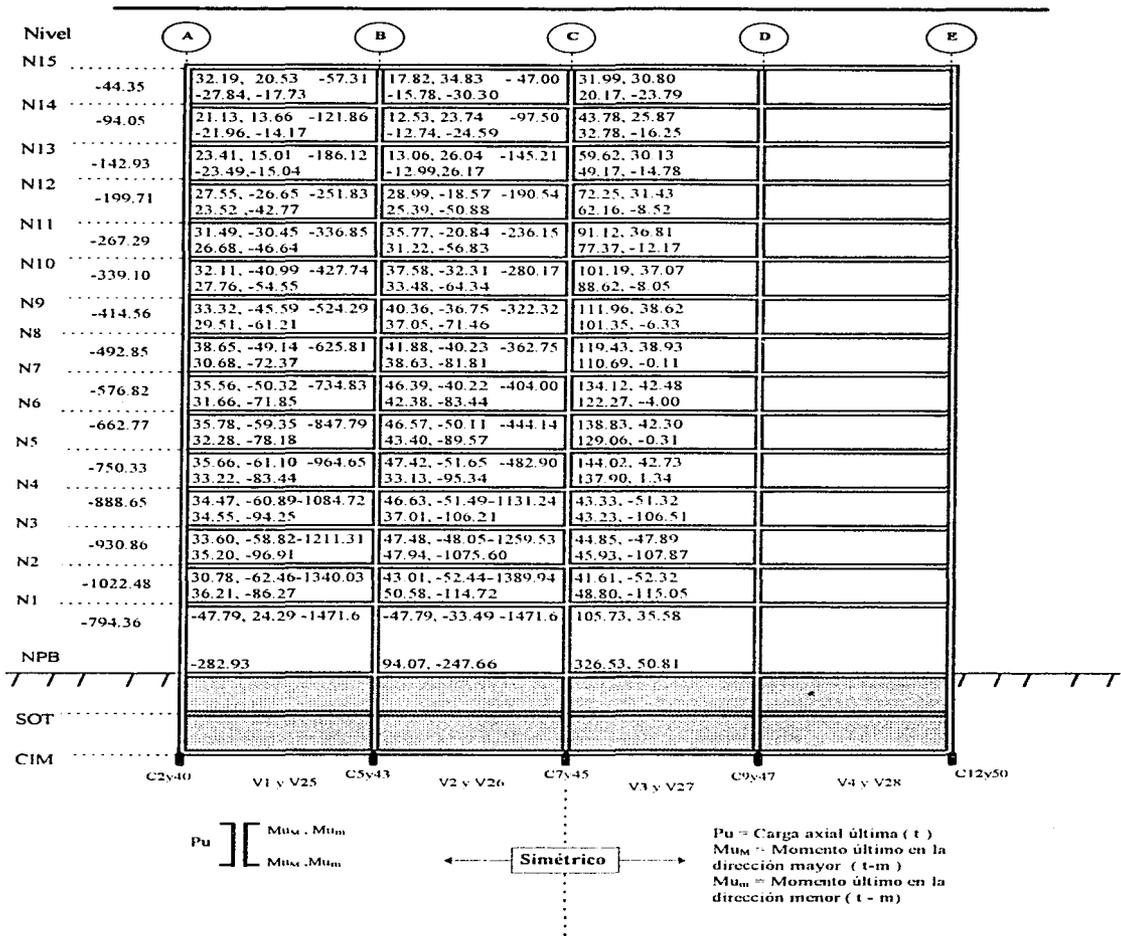


Fig 2.41.- Momentos flexionantes y cargas axiales últimos de columnas (ambos extremos) de los ejes 1 y 4, caso A

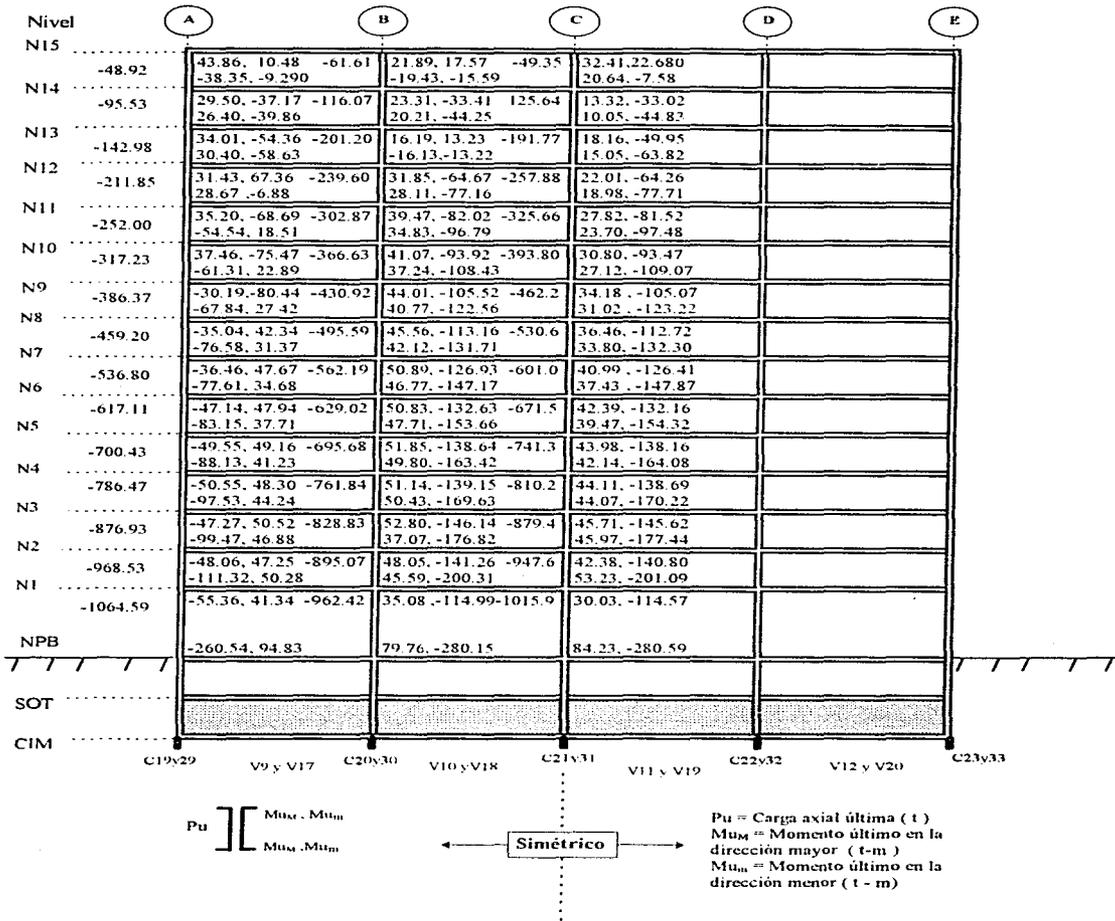


Fig 2.42.- Momentos flexionantes y cargas axiales últimos de columnas (ambos extremos) de los ejes 2 y 3, caso A

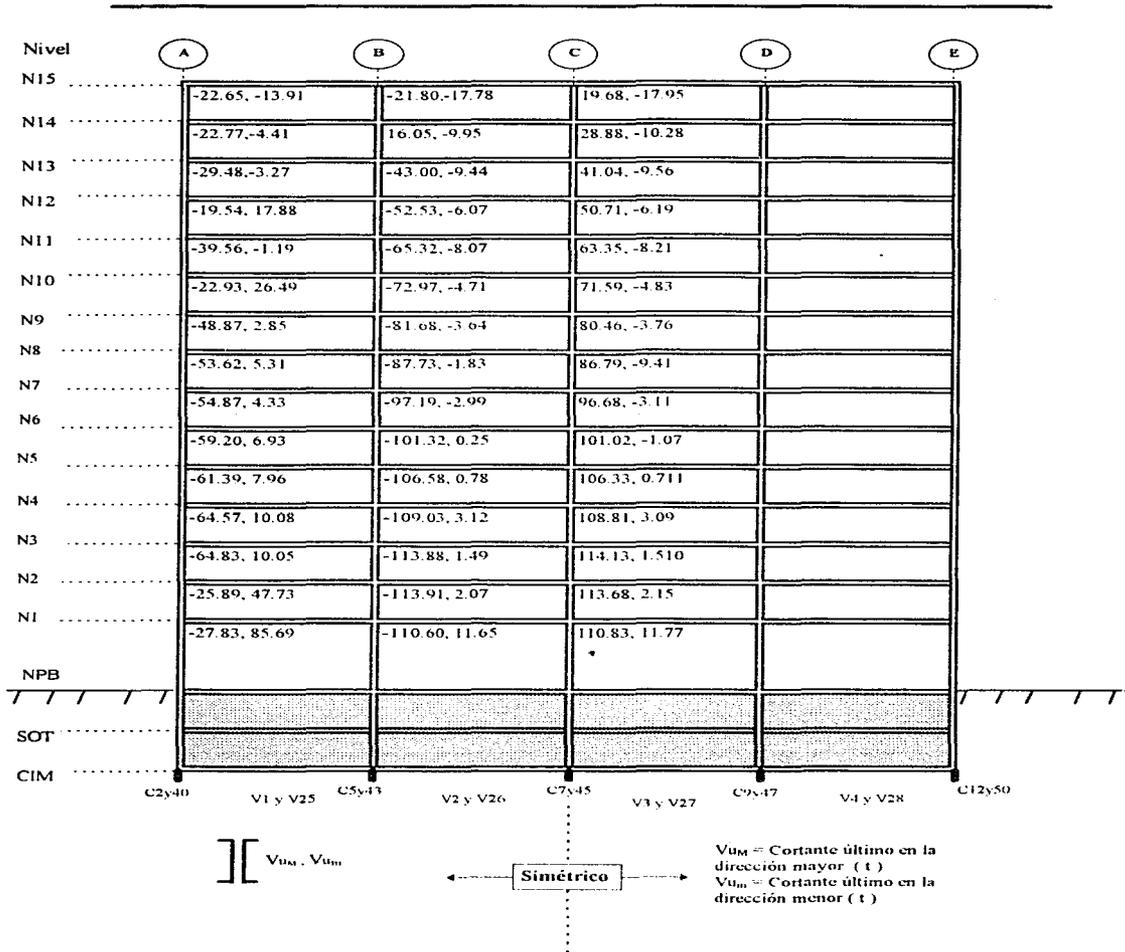


Fig 2.43.- Fuerzas cortantes últimas de columnas de los ejes 1 y 4, caso A

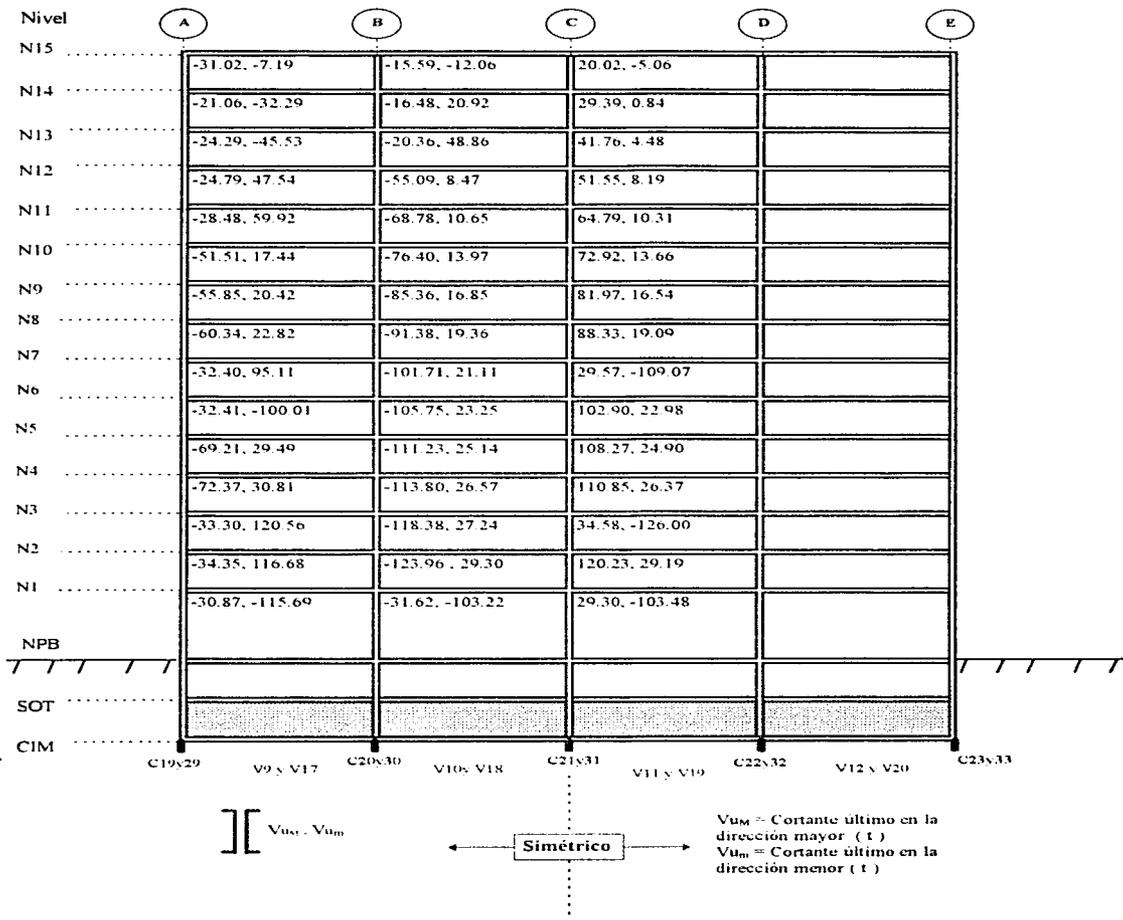


Fig 2.44.- Fuerzas cortantes últimas de columnas de los ejes 2 y 3, caso A

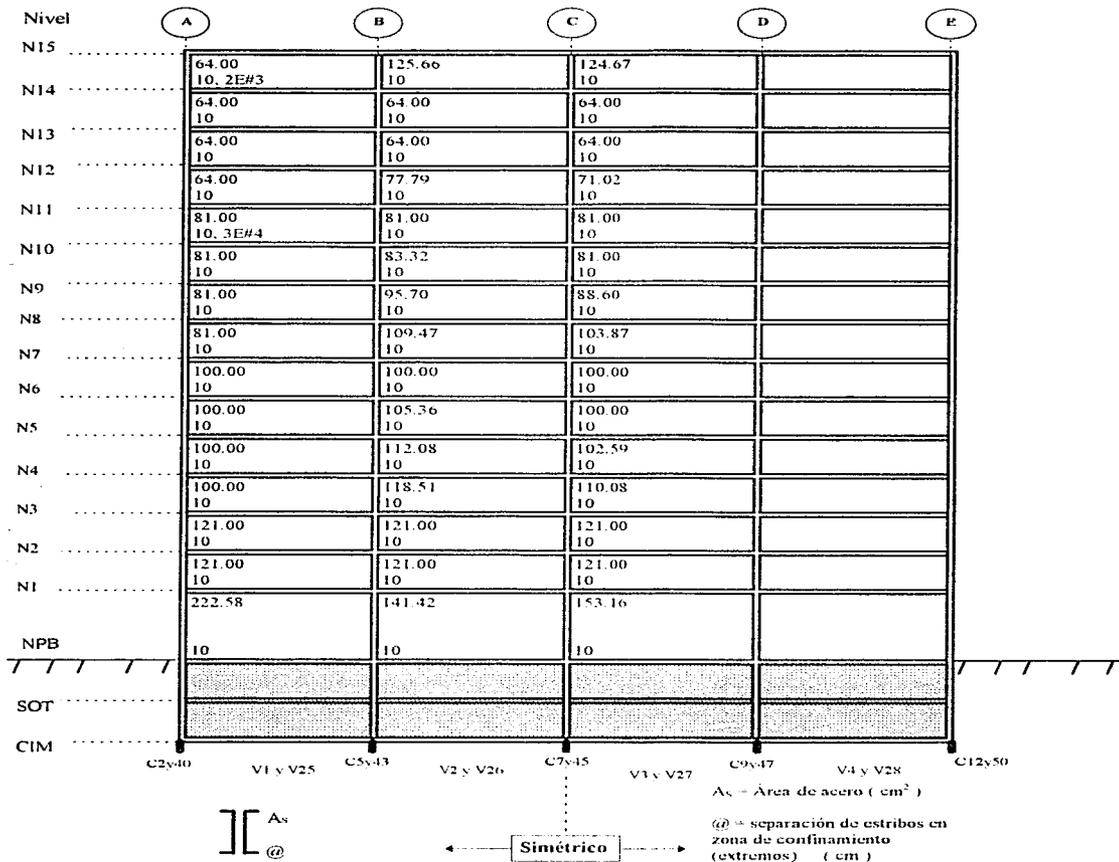


Fig 2.45.- Áreas de acero longitudinal y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las columnas de los ejes 1 y 4, caso A

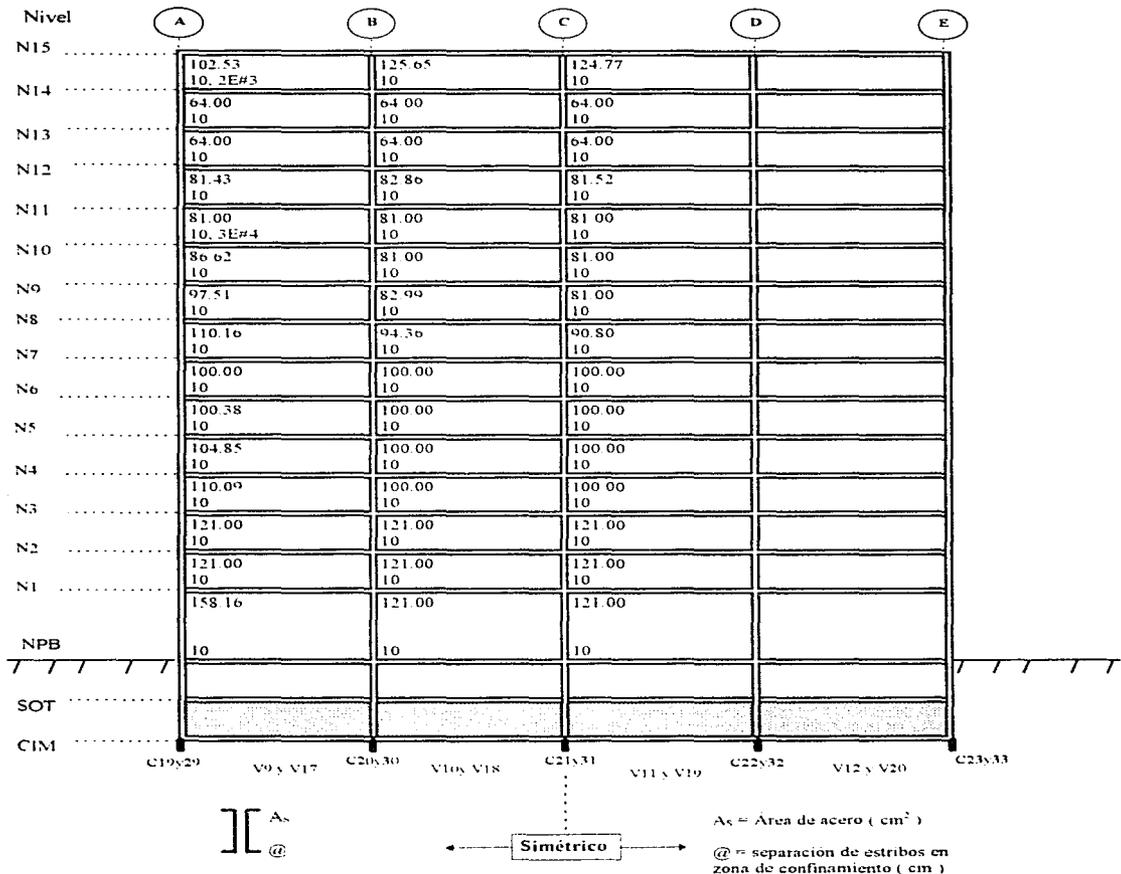


Fig 2.46.- Áreas de acero longitudinal y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las columnas de los ejes 2 y 3, caso A

2.3.10.2 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros; caso B

A continuación se presentan los siguientes resultados:

- Momentos flexionantes últimos y áreas de acero por flexión de vigas, caso B. (Figs 2.47 a 2.51)
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, caso B. (Figs 2.52 a 2.56)
- Momentos flexionantes últimos y cargas axiales últimas de columnas, caso B. (Figs 2.57 y 2.58)
- Fuerzas cortantes últimas de columnas, caso B. (Figs 2.59 y 2.60)
- Áreas de acero y separación de estribos en los extremos de columnas, caso B. (Figs 2.61 y 2.62)
- Momentos, carga axial y cortantes últimos para muros, caso B. (Figs 2.63 y 2.64)

Para la estructura del caso B ante la presencia de los muros de concreto, es necesario revisar las NTC-C en su sección 5.1 de *Requisitos generales, para Marcos Dúctiles*, a saber: "Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura". Lo anterior se debe al uso de $Q = 3$.

De acuerdo a lo anterior, fue necesario revisar que los ejes interiores (sin muros): 2, 3, B, C y D fueran capaces de resistir al menos una fuerza cortante horizontal del 25 por ciento de la que le correspondería si trabajaran sin la ayuda de los muros de los ejes externos. Este tipo de revisiones se hicieron con el ETABS, modelando el mismo edificio del caso B, pero sin muros y afectándolo por fuerzas horizontales estáticas, que se obtuvieron del análisis sísmico dinámico modal espectral reducido al 25 por ciento. Con estos resultados y los anteriores, sin haber hecho caso de dicha especificación, se seleccionaron para dichos ejes los valores críticos de diseño. El requisito del 25 por ciento rigió en varios niveles de los ejes analizados, como se observará a continuación.

Los resultados de los muros se presentan en dos cortes esquemáticos: los cuatro muros tridimensionales se modelaron con la opción *WALLS* disponible en el ETABS. El diseño de los muros se realizó sin ayuda de la computadora. El diseño de los muros se presenta en la sección 2.3.10.6., y en las tablas 2.26 y 2.27.

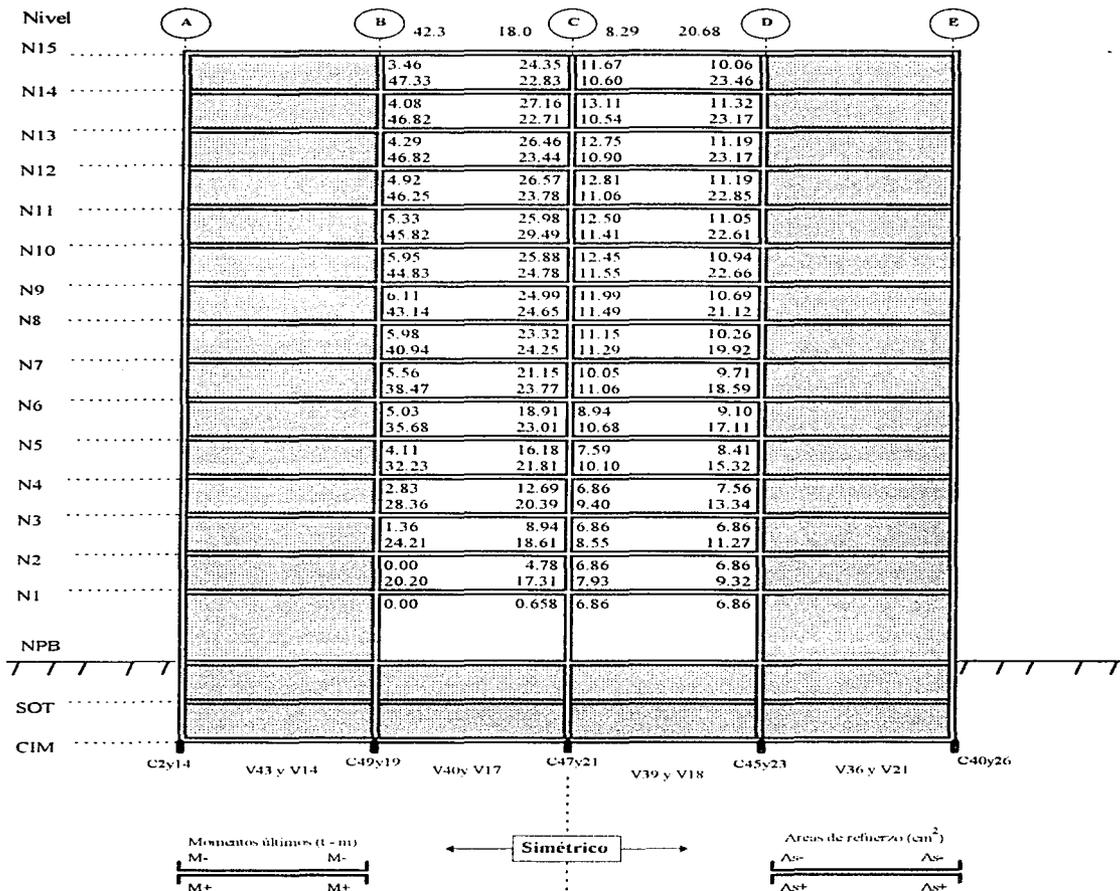


Fig 2.47.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes 1 y 4, caso B

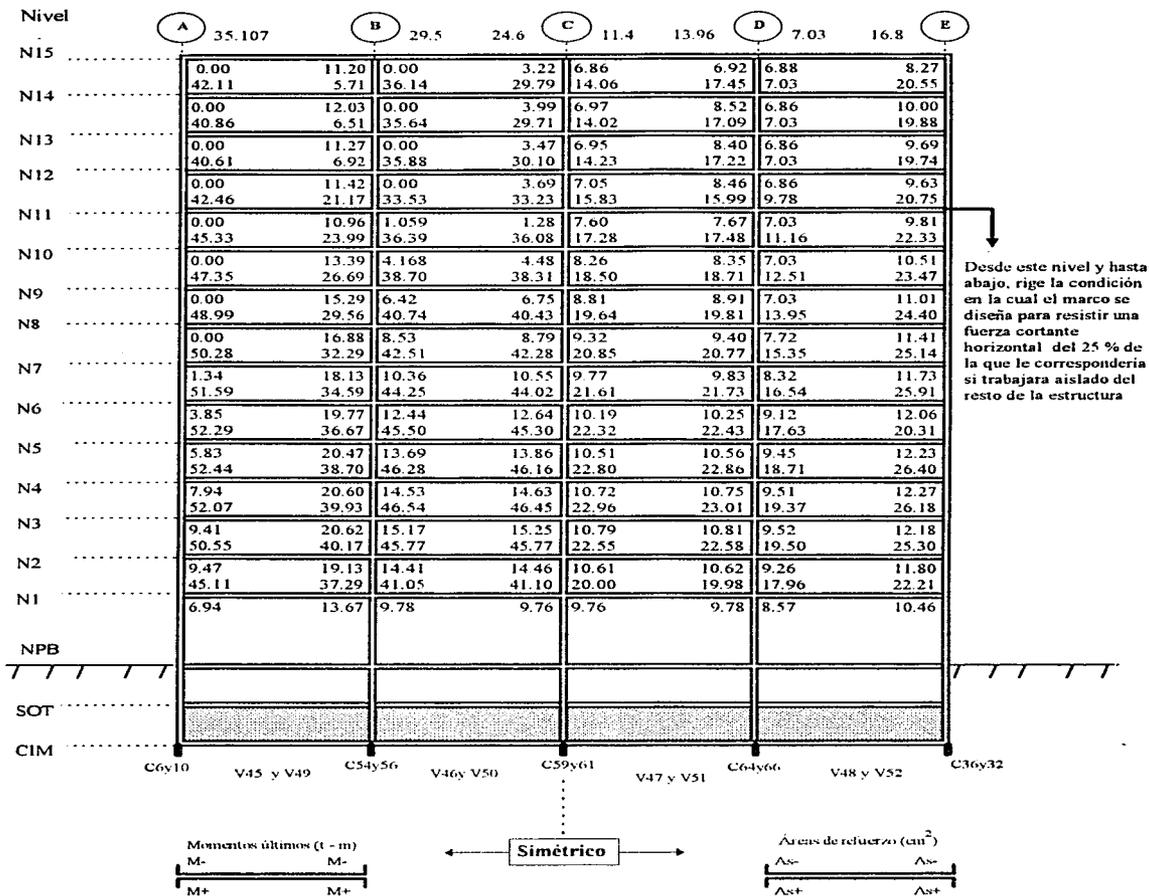


Fig 2.48.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes 2 y 3, caso B

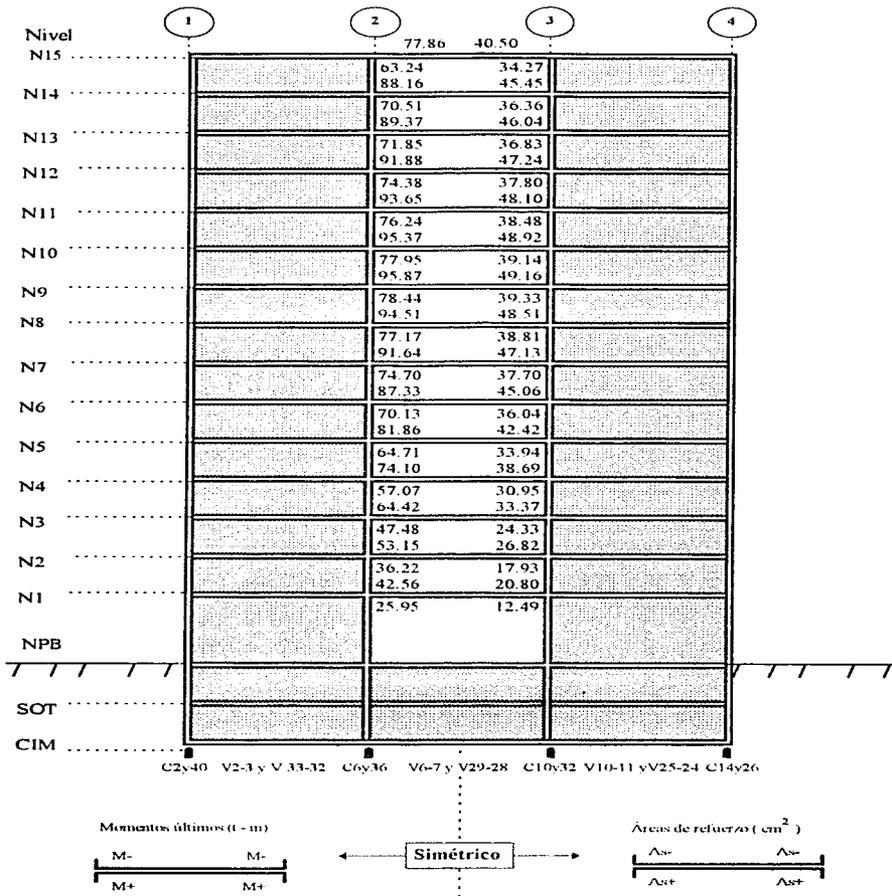


Fig 2.49.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal para vigas de los ejes A y E, caso B

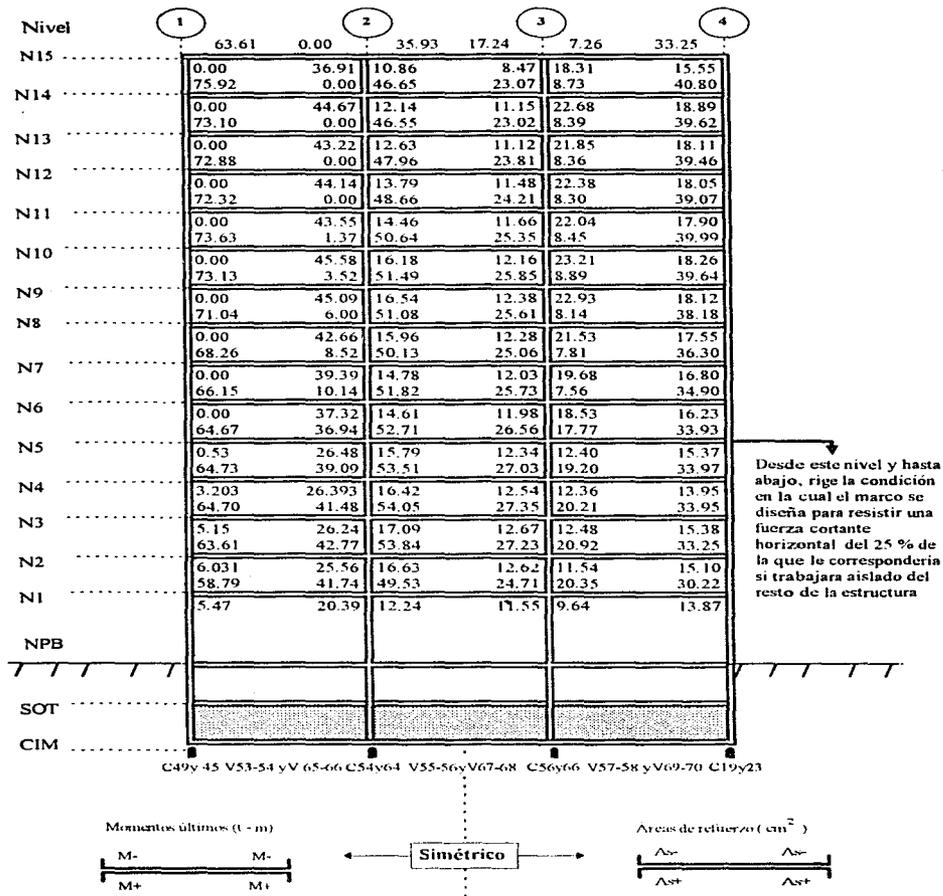


Fig 2.50.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas de los ejes B y D, caso B

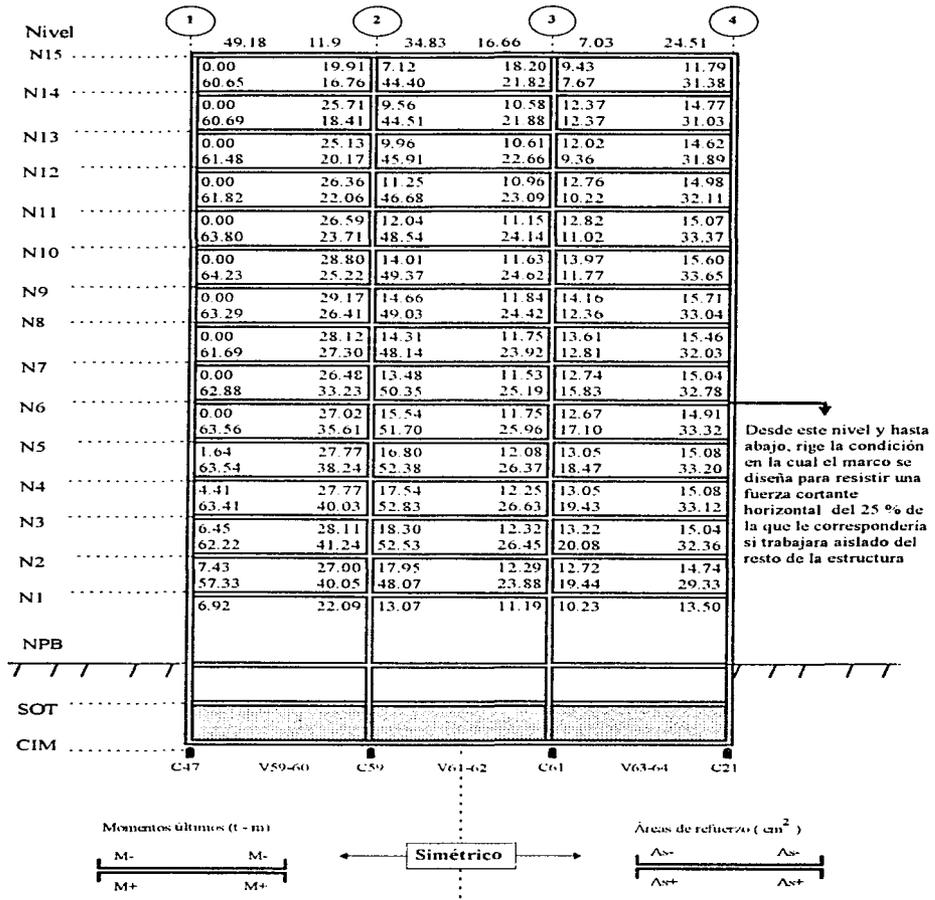


Fig 2.51.- Momentos flexionantes últimos positivos y negativos, y áreas de refuerzo longitudinal de vigas del eje C, caso B

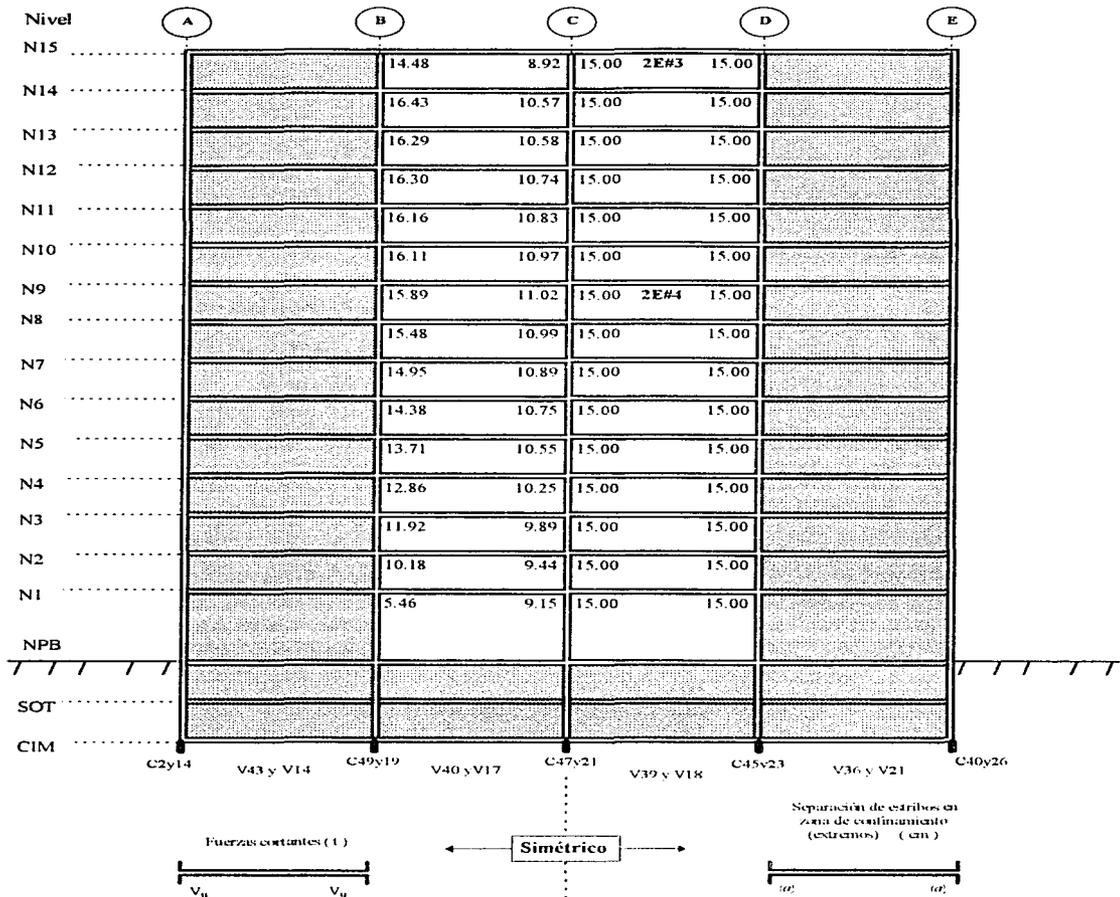


Fig 2.52.- Fuerzas cortantes de diseño, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las vigas de los ejes 1 y 4, caso B

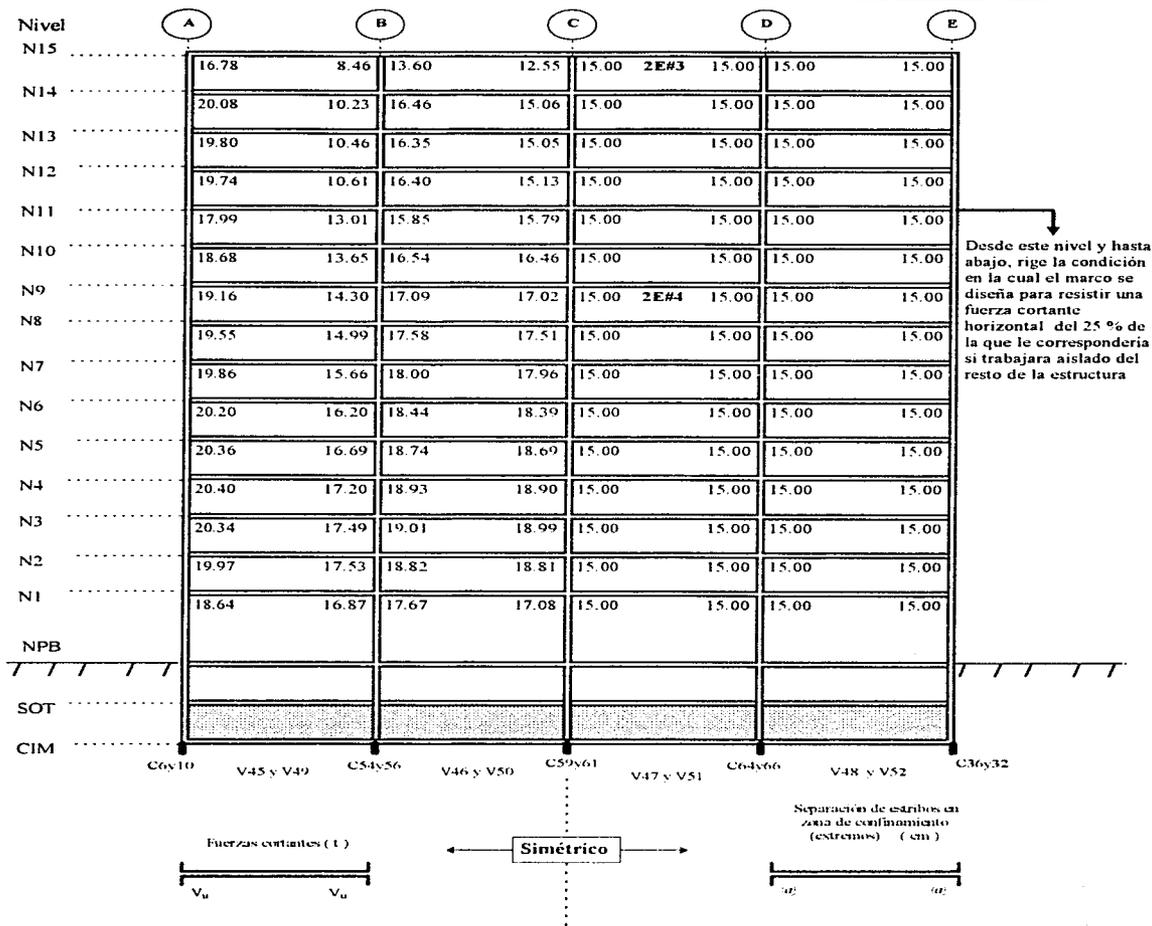


Fig 2.53.- Fuerzas cortantes de diseño, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las vigas de los ejes 2 y 3, caso B

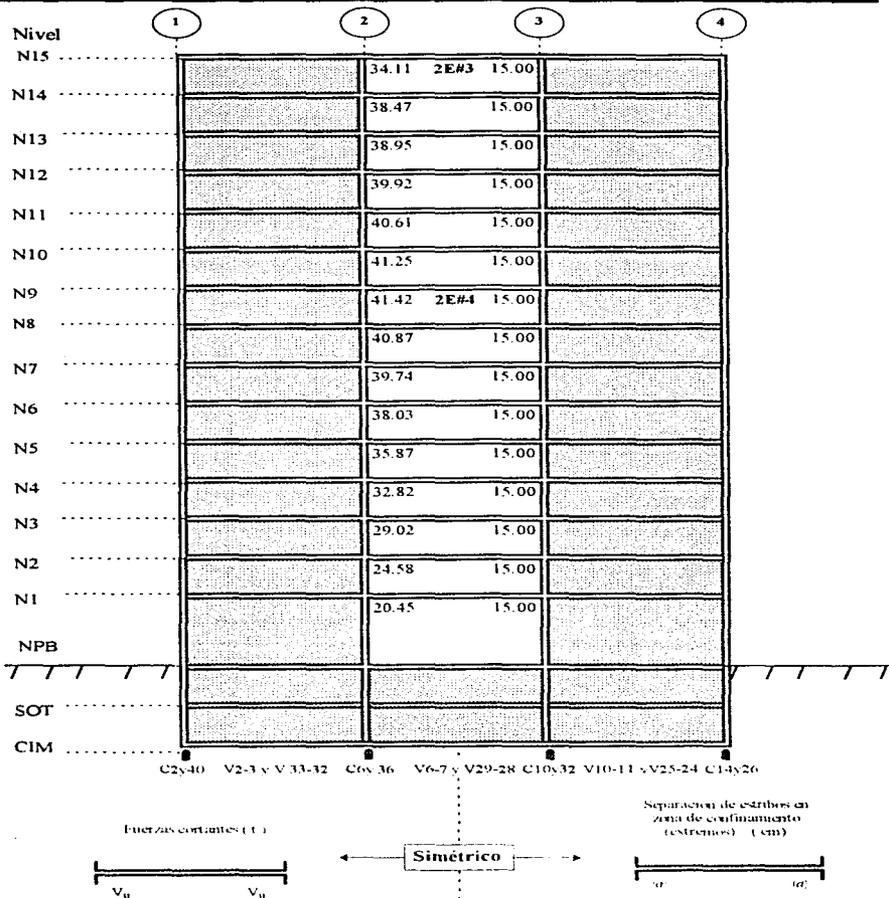


Fig 2.54.- Fuerzas cortantes de diseño, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las vigas de los ejes A y E, caso B

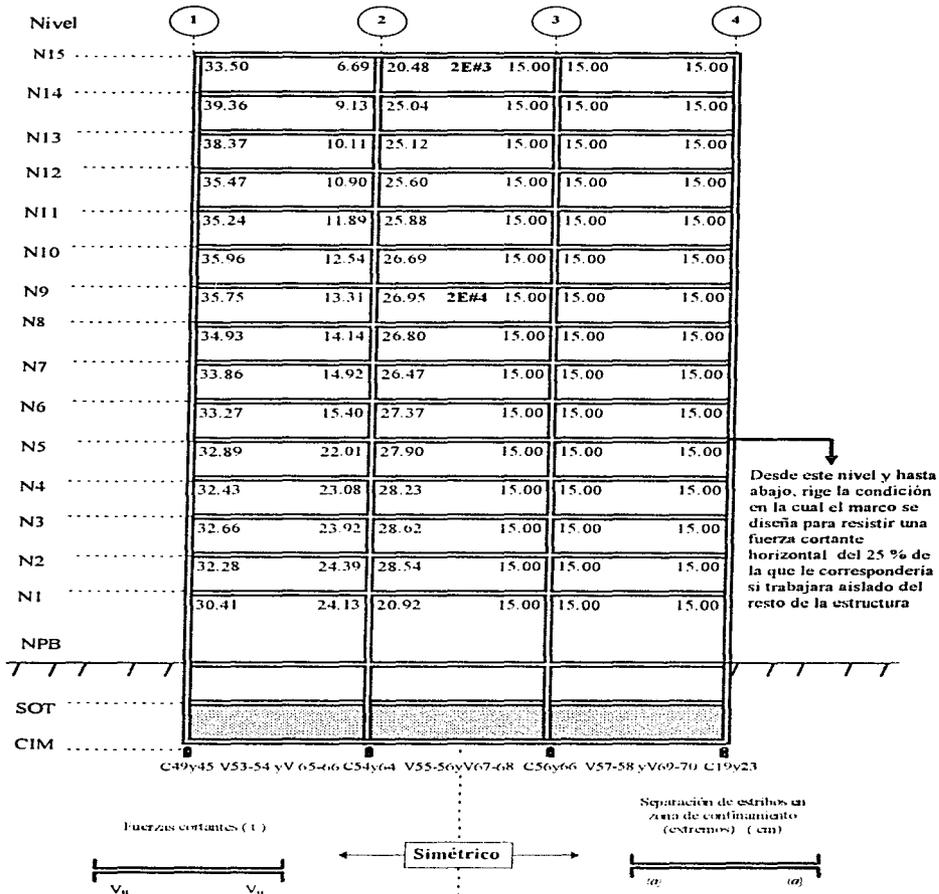


Fig 2.55.- Fuerzas cortantes de diseño, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las vigas de los ejes B y D, caso B

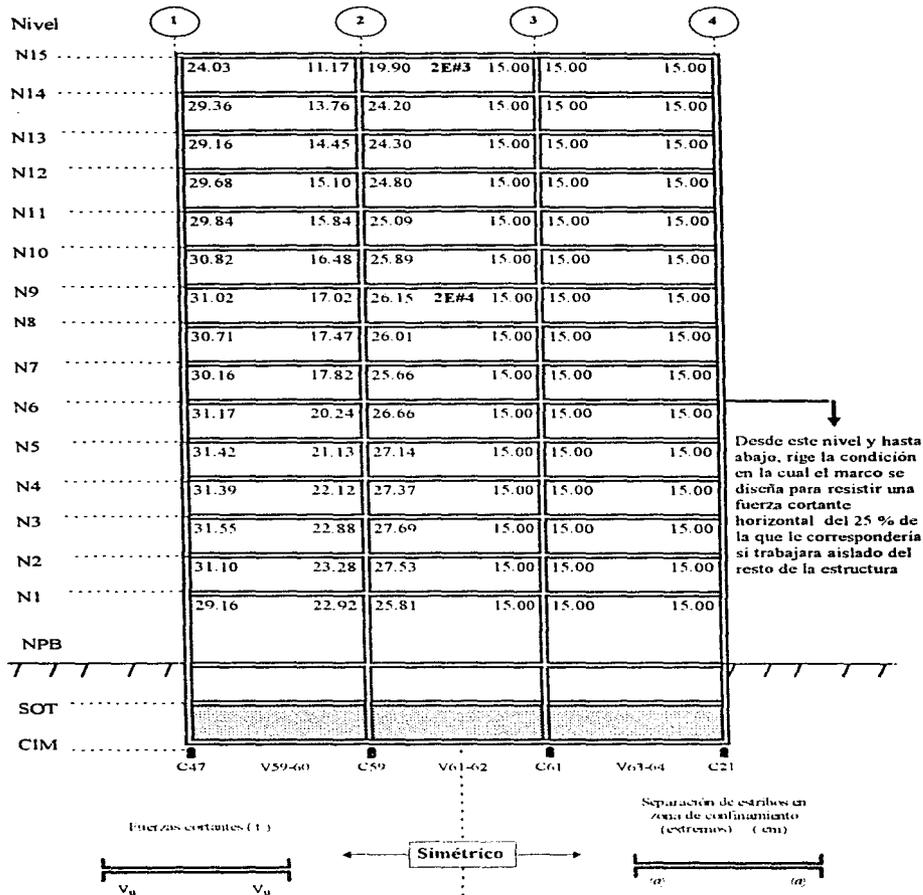


Fig 2.56.- Fuerzas cortantes de diseño, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las vigas del eje C, caso B

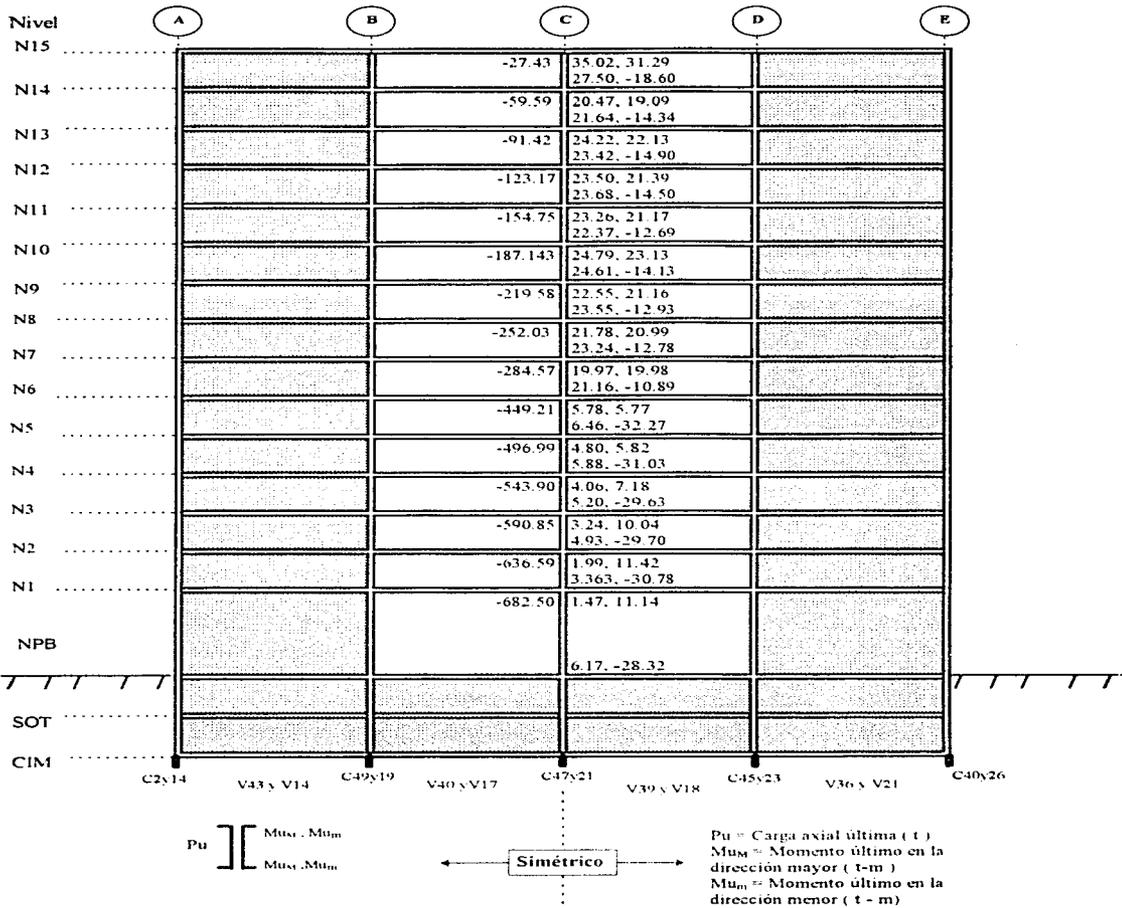


Fig 2.57.- Momentos flexionantes y cargas axiales últimos de las columnas (ambos extremos) de los ejes 1 y 4, caso B

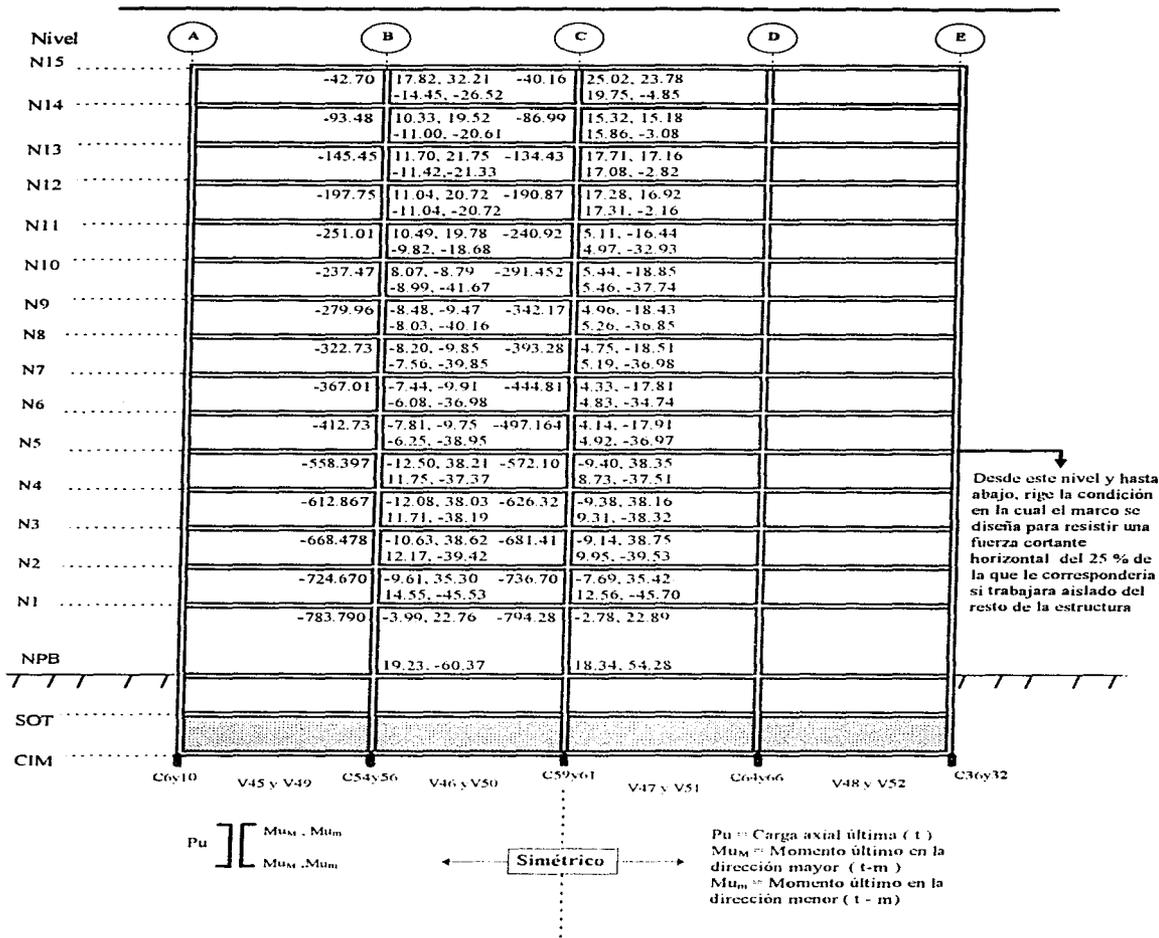


Fig 2.58.- Momentos flexionantes y cargas axiales últimos de columnas (ambos extremos) de los ejes 2 y 3, caso B

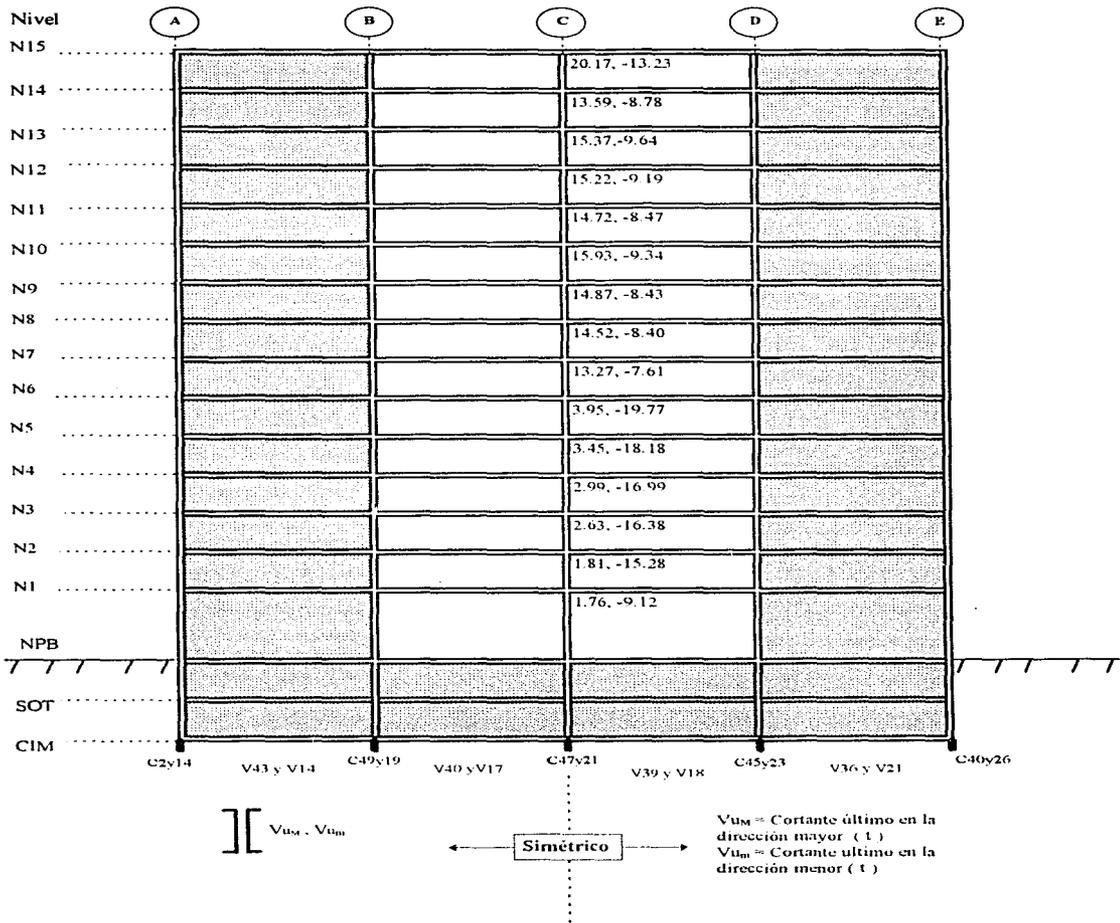


Fig 2.59.- Fuerzas cortantes últimas de columnas de los ejes 1 y 4, caso B

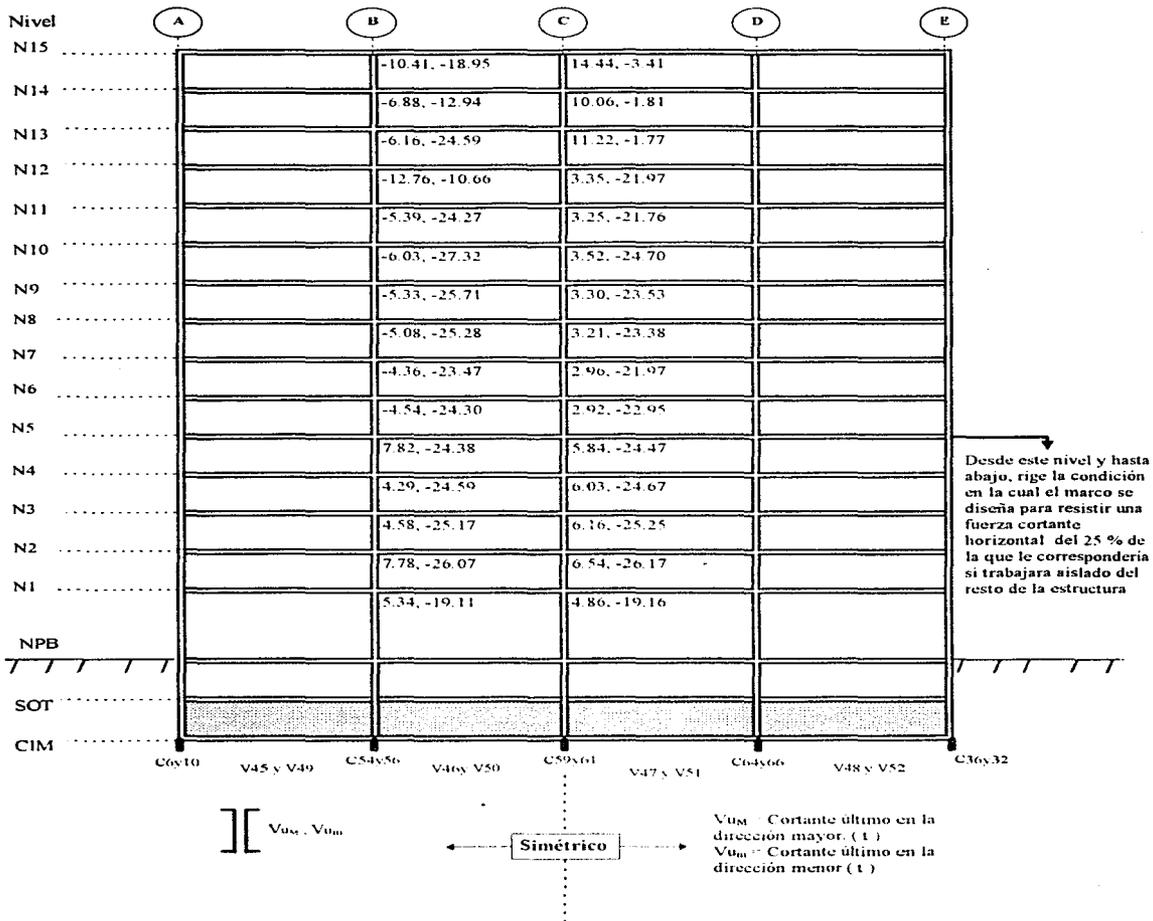


Fig 2.60.- Fuerzas cortantes últimas de columnas de los ejes 2 y 3, caso B

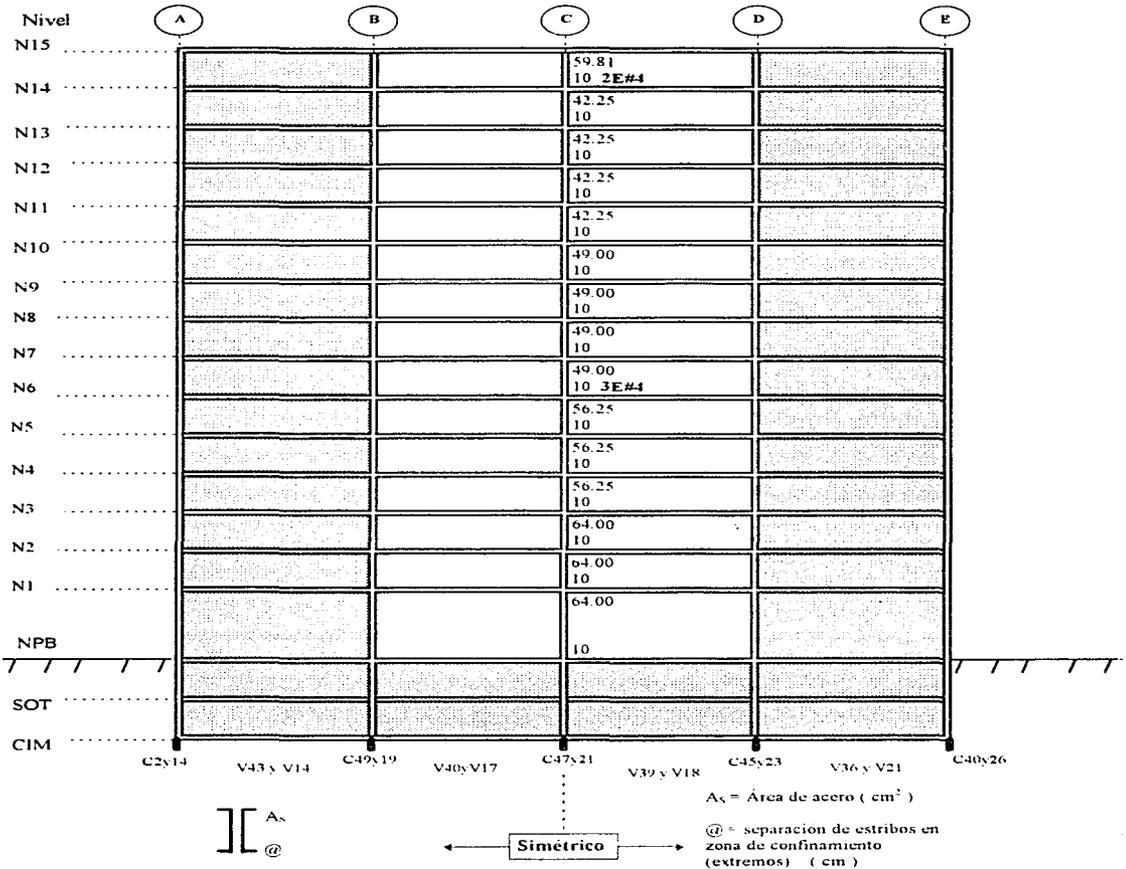


Fig 2.61.- Áreas de acero longitudinal, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las columnas de los ejes 1 y 4, caso B

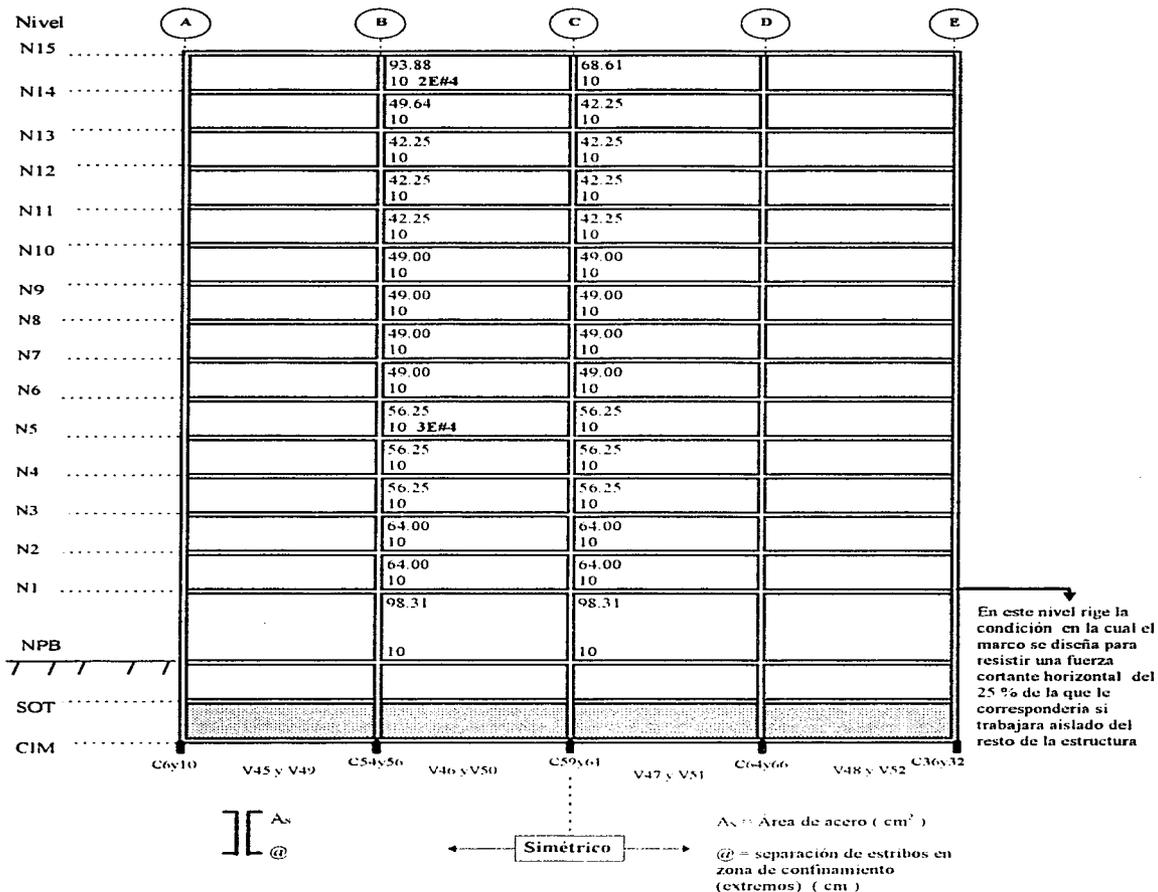


Fig 2.62.- Áreas de acero longitudinal, y separación de estribos en los extremos (zona de confinamiento) de las columnas de los ejes 2 y 3, caso B

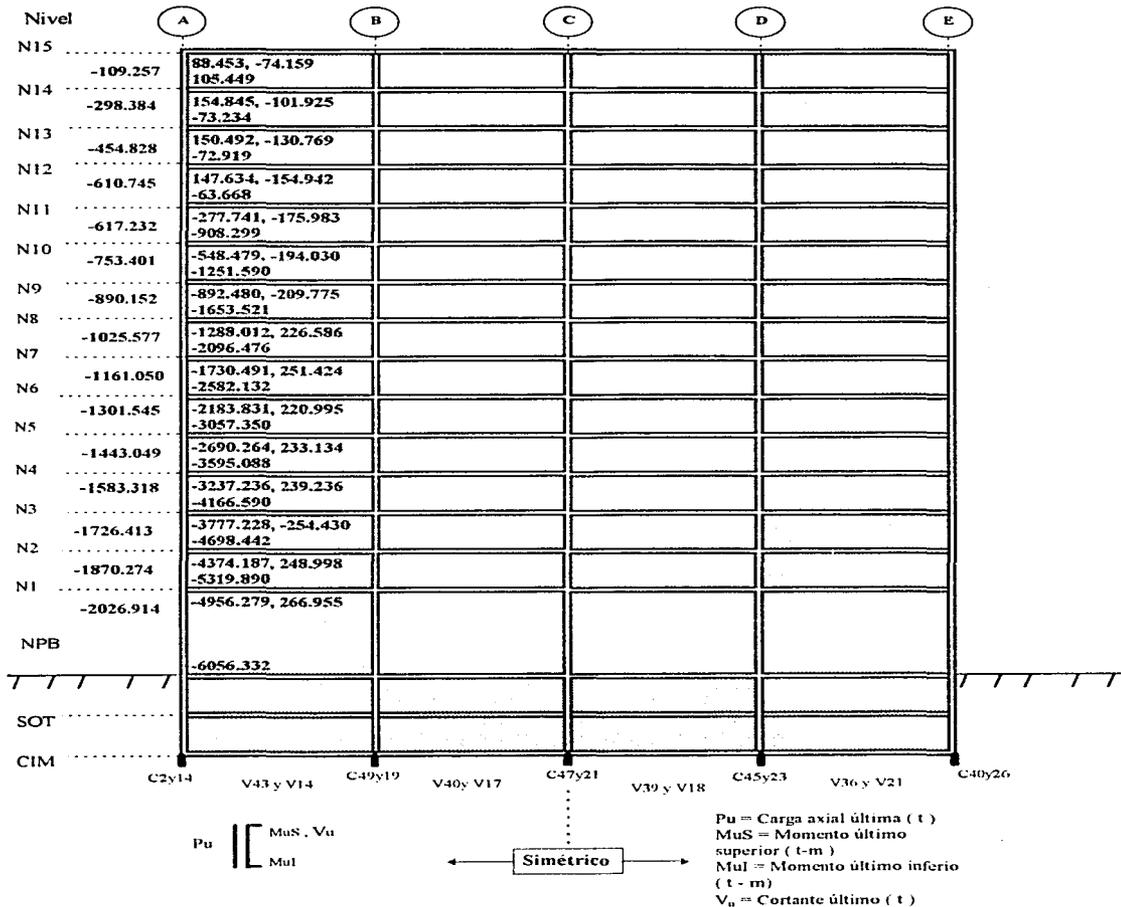


Fig 2.63.- Momentos Flexionantes, fuerzas cortantes y cargas axiales últimas de los muros de los ejes 1 y 4, caso B

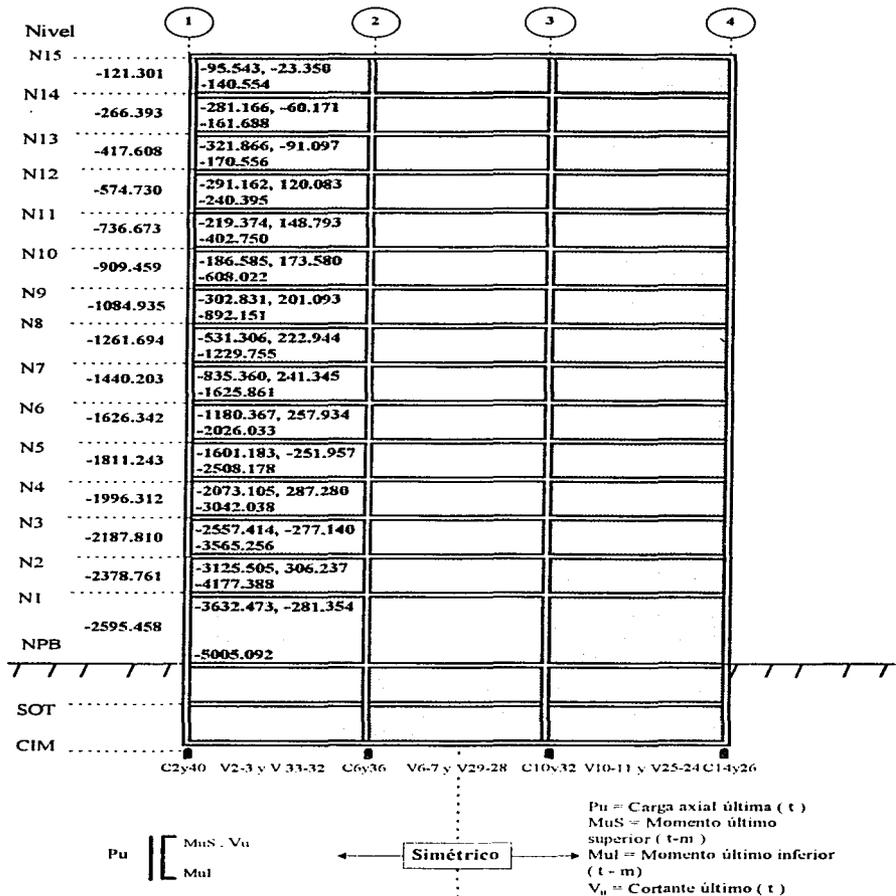


Fig 2.64. - Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y cargas axiales últimos de los muros de los ejes A y E, caso B.

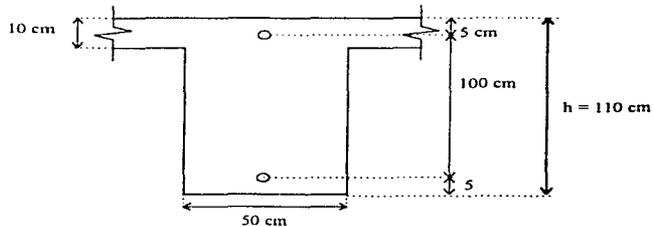
2.3.10.3 Diseño manual de vigas tipo, sin uso de computadora: caso A

En esta sección se comparan los diseños determinados por medio del programa ETABS y el postprocesador CONKER, con los resultados que se obtendrían si los diseños se realizaran sin ayuda de la computadora; se podrá demostrar la bondad de los resultados que ofrece el programa de cómputo utilizado en este trabajo. Las vigas a diseñar se pueden identificar en la fig 2.9.

Viga B1 del nivel 1, eje 1.

Datos:

- $M_u^- = 186.75 \text{ t-m}$
- $M_u^+ = 154.02 \text{ t-m}$
- $V_u = 53.57 \text{ t}$
- $b = 50 \text{ cm}$
- $h = 110 \text{ cm}$
- $d = 105 \text{ cm}$
- $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Constantes :

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^{**}_c = 0.85 f^*_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_b = \frac{f^*_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.01905$$

$$P_{máx} = 0.75 p_b = 0.01429; \quad P_{mín} = \frac{0.7\sqrt{f^*_c}}{f_y} = 0.0022$$

$$A_{s máx} = P_{máx} b d = 0.01429(50)(105) = 75.02 \text{ cm}^2; \quad A_{s mín} = P_{mín} b d = 0.0022(50)(105) = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$q_{máx} = p_{máx} \frac{f_y}{f^*_c} = 0.01429 \frac{4200}{170} = 0.35294$$

Cálculo del momento resistente máximo si sólo tuviera refuerzo a tensión para M_u^- :

$$M_R = F_R b d^2 f^*_c q_{máx} \left(1 - 0.5 q_{máx} \right) = 0.9(50)(105)^2 (170)(0.35294)(1 - 0.5(0.35294)) =$$

$$M_R = 245.14 \text{ t m} > 186.75 \text{ t m} \Rightarrow \text{Puede diseñarse como simplemente armada}$$

$$A_{s nec.} = \frac{b d f^*_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f^*_c}} \right] = \frac{50(105)(170)}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(186.75 \times 10^5)}{0.9(50)(105)^2 (170)}} \right] =$$

$$A_{s nec.} = 53.88 \text{ cm}^2; \quad A_{s mín} < 53.88 \text{ cm}^2 < A_{s máx} \therefore \text{Bien}$$

Se proponen 7 vars. # 10 = 55.44 cm², tal que:

$$A_s = 55.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow q = \frac{A_s f_y}{bd f_c'} = \frac{55.44 \cdot 4200}{50(105) \cdot 170} = 0.26089$$

Se calculará el momento resistente (tomando el área de acero propuesta) que soportará la viga considerándola simplemente armada:

$$M_R^- = 0.9(50)(105)^2(170)(0.26089)(1 - 0.5(0.26089)) = 191.34 \text{ t m} > 186.75 \text{ t m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo del momento resistente máximo si sólo tuviera refuerzo a tensión para M_u^+ :

$$A_{s \text{ nec.}} = \frac{bdf_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c'}} \right] = \frac{50(105)(170)}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(154.02 \times 10^5)}{0.9(50)(105)^2(170)}} \right] = 43.20 \text{ cm}^2$$

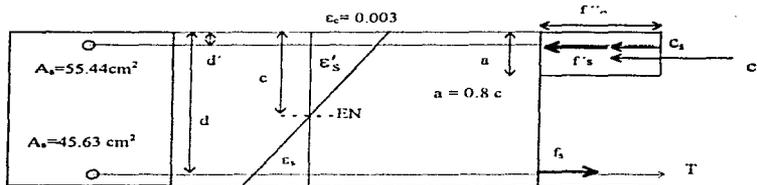
$$\text{Se propone: } 9 \text{ vars. } \# 8 = 45.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow q = \frac{45.63 \cdot 4200}{50(105) \cdot 170} = 0.21473$$

Se calculará el momento resistente (tomando el área de acero propuesta) que soportará la viga considerándola simplemente armada:

$$M_R^+ = 0.9(50)(105)^2(170)(0.14315)(1 - 0.5(0.14315)) = 161.66 \text{ t m} > 154.02 \text{ t m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo del M_r^+ por compatibilidad y equilibrio

Se determina la resistencia a flexión de la sección como doblemente armada, usando NTC-C.



Para una c (profundidad del eje neutro) dada,

$$C_c = f'_c a b = 170(0.8c)(50) = 6800c$$

$$\frac{e_s'}{c - d'} = \frac{0.003}{c} \Rightarrow e_s' = \frac{0.003(c - 5)}{c}; \quad \frac{e_s}{d - c} = \frac{0.003}{c} \Rightarrow e_s = \frac{0.003(105 - c)}{c}$$

$C_c = A_s' f_s'$; $T = A_s f_y$, suponiendo que el acero a tensión fluye.

Por equilibrio de fuerzas normales, $T = C_c + C_s$

$$45.63(4200) = 6800c + 55.44 \left(\frac{0.003(c-5)}{c} \right) 2 \times 10^6$$

Al desarrollar, se obtiene: $6800c^2 + 140994c - 1663200 = 0$, tal que la raíz menor viene a ser:

$c = 8.40$ cm, y entonces:

$$\epsilon'_s = \frac{0.003(8.40 - 5)}{8.40} = 0.00121 < \epsilon_y = 0.0021 \Rightarrow f'_s = 0.00121(2 \times 10^6) = 2420 \text{ kg/cm}^2$$

no fluye el acero a compresión

$$\epsilon_s = \frac{0.003(105 - 8.40)}{8.40} = 0.0345 > \epsilon_y = 0.0021 \Rightarrow f_s = f_y \text{ fluye el acero a tensión}$$

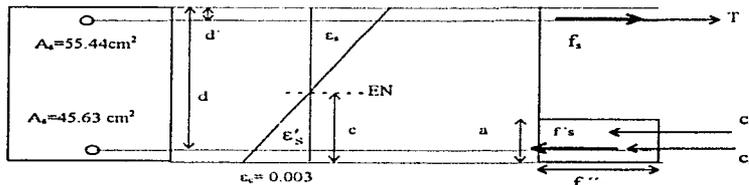
Finalmente, el momento resistente resulta igual a:

$$M_n^+ = C_s 100 + C_c \left(105 - \frac{a}{2} \right) = 55.44(2420)100 + 6800(8.40) \left(105 - \frac{0.8(8.40)}{2} \right) = 192.22 \text{ t-m}$$

$$M_R^+ = 0.9(192.22) = 172.99 \text{ t-m} > 154.02 \text{ t-m} \therefore \text{Bien}$$

Cálculo del M_r por compatibilidad y equilibrio

Se determina la resistencia a flexión de la sección como doblemente armada, usando NTC-C.



Para una c dada,

$$C_c = f'_c a b = 170(0.8c)(50) = 6800c$$

$$\frac{\epsilon'_s}{c - d'} = \frac{0.003}{c} \Rightarrow \epsilon'_s = \frac{0.003(c - 5)}{c};$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{0.003(105 - c)}{c}$$

$C_s = A_s f_s$; $T = A_s f_y$, suponiendo que el acero a tensión fluye.

Por equilibrio de las fuerzas normales, $T = C_c + C_s$

$$55.44(4200) = 6800c + 45.63 \left(\frac{0.003(c-5)}{c} \right) 2 \times 10^6$$

Al desarrollar se obtiene: $6800c^2 + 40932c - 1368900 = 0$, tal que la raíz menor resulta:

$c = 11.49$ cm, y entonces:

$$\epsilon'_s = \frac{0.003(11.49 - 5)}{11.49} = 0.0017 < \epsilon_y = 0.0021 \Rightarrow f'_s = 0.0017(2 \times 10^6) = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

No fluye el acero a compresión

$$\epsilon_s = \frac{0.003(105 - 11.49)}{11.49} = 0.024 > \epsilon_y = 0.0021 \Rightarrow f_s = f_y \text{ fluye el acero a tensión}$$

Por tanto, el momento resistente negativo resulta igual a:

$$M_n^- = C_s 100 + C_c \left(105 - \frac{a}{2} \right) = 45.63(3400)100 + 6800(11.49) \left(105 - \frac{0.8(11.49)}{2} \right) = 233.59 \text{ t-m}$$

$$M_R^- = 0.9(233.59) = 210.23 \text{ t-m} > 186.75 \text{ t-m} \therefore \text{Bien}$$

Diseño por confinamiento del refuerzo transversal (extremos):

Esta parte se refiere al capítulo 5 de las NTC-C (Marcos dúctiles) y en específico a la sección 5.2.3: *Refuerzo transversal para confinamiento*. La zona de confinamiento es la parte de los extremos, con una distancia igual a dos peraltes, a partir del paño del apoyo.

La longitud de estos extremos será de $2(110) = 220$ cm se debe cumplir que:

- Primer estribo a no más de 5 cm, con respecto al paño del apoyo
- Separación máxima de estribos = $s < 0.25d = 0.25(105) = 26.25$ cm
- $s < 8 \times$ (diámetro de la varilla más delgada de refuerzo (#8)) = $8(2.54) = 20.32$ cm
- $s < 24 \times$ (diámetro del estribo (#3)) = $24(0.95) = 22.86$ cm
- $s < 30$ cm

Rige @ 20.32 cm \Rightarrow @ 20 cm \therefore Colocar en los extremos de longitud 220 cm: E #3 @ 20 cm

Diseño por cortante (zona intermedia)

El diseño por cortante se realiza siguiendo las especificaciones que señalan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-C.

Resistencia al cortante del concreto, V_{CR} , según la sección 2.1.5. de las NTC-C.

$$p = \frac{55.44}{50(105)} = 0.011 > 0.01, \text{ por lo tanto:}$$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f'_c} = 0.5(0.8)(50)(105) \sqrt{200} = 29,698 \text{ kg}$$

Como la dimensión transversal $h=110$ cm es mayor que 70 cm, el valor de V_{cr} se debe reducir en un 30 por ciento, tal que:

$$V_{CR} = 29698 (0.70) = 20,789 \text{ kg}$$

La separación de estribos se determina con la ec 2.21 de las NTC-C, considerando el valor de V_{CR} antes calculado. Para la zona intermedia de la viga, fuera de los extremos, se utiliza el V_u a $\frac{1}{4}$ de L , valor que se lee de los listados respectivos del ETABS, o sea $V_u = 48,368 \text{ kg}$.

Con estribos del # 3, 4 ramas, la separación necesaria resulta de:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(4 \times 0.71)(4200)(105)}{48368 - 20789} = 36.33 \text{ cm} \Rightarrow @ 35 \text{ cm}.$$

Al revisar otros requisitos, según NTC-C se tiene que:

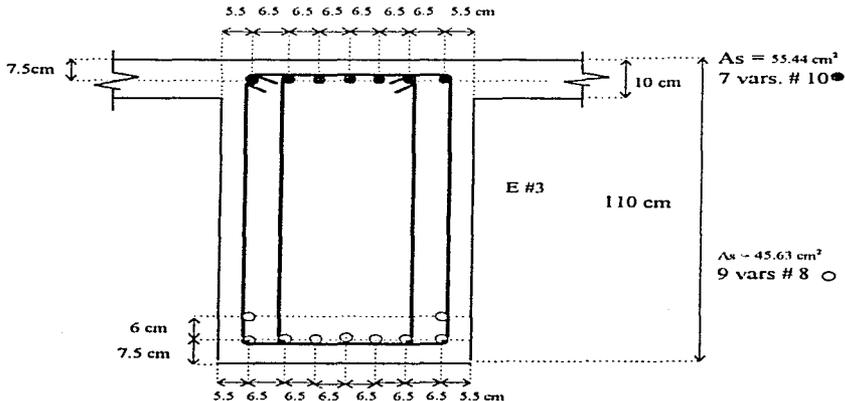
$$V_u = 48368 \text{ kg} < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 1.5(0.8)(50)(105)\sqrt{200} = 89,095 \text{ kg} \therefore \text{Bien}$$

La separación máxima deberá ser de $0.5d = 0.5(105) = 21 \text{ cm} \Rightarrow @ 20 \text{ cm} \Rightarrow E \# 3 @ 20 \text{ cm}$

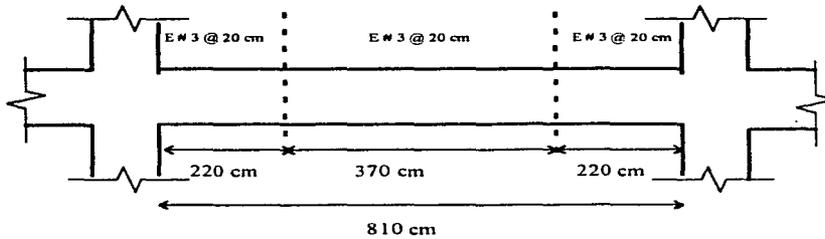
Separación de varillas según NTC-C :

La separación entre varillas de refuerzo longitudinal deberá ser mayor o igual al diámetro de la varilla de refuerzo más grande; en este caso $\phi \# 8$: $s > 2.54 \text{ cm}$ ó mayor o igual a 1.5 TMA (Tamaño Máximo de agregado): $1.5 (3/4'') = 2.86 \text{ cm}$. Estos, rige 2.54 cm . La separación entre lechos deberá ser mayor o igual a los 2 cm .

Finalmente, la viga se arma de la siguiente manera :

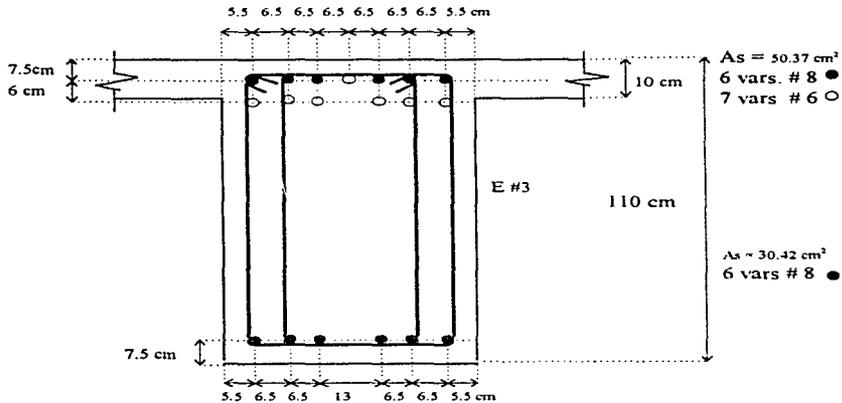


Colocación de estribos a lo largo de la viga:

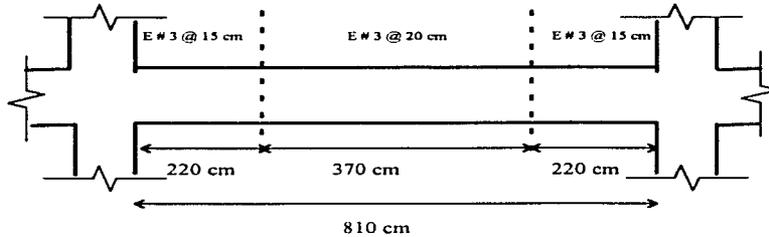


Procediendo de forma similar, posteriormente se presentan los armados de las siguientes vigas:

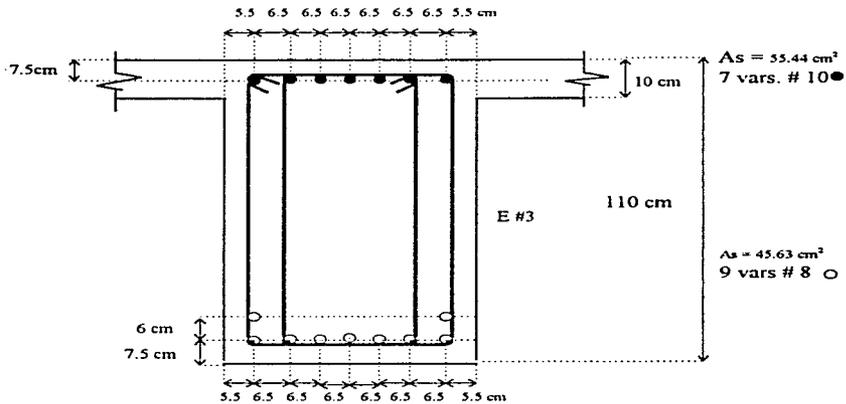
viga B1 del nivel 7, eje 1



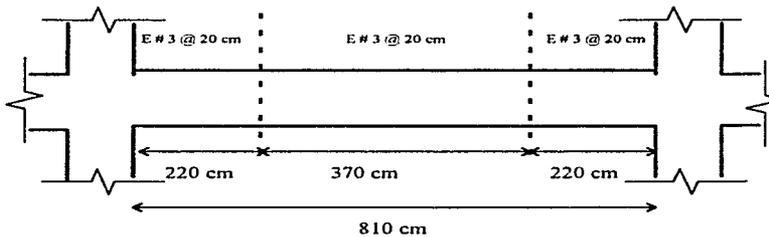
Colocación de estribos a lo largo del claro:



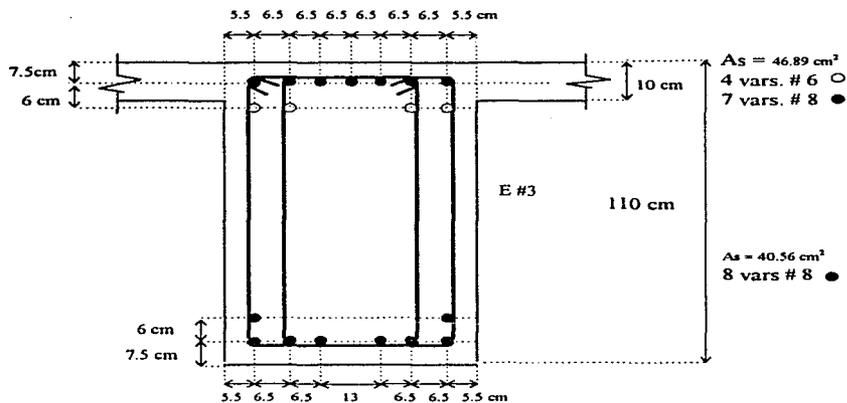
Viga B2 del nivel 1, eje 1.



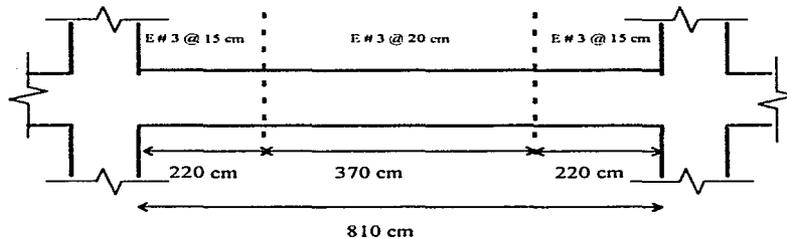
Colocación de estribos a lo largo del claro:



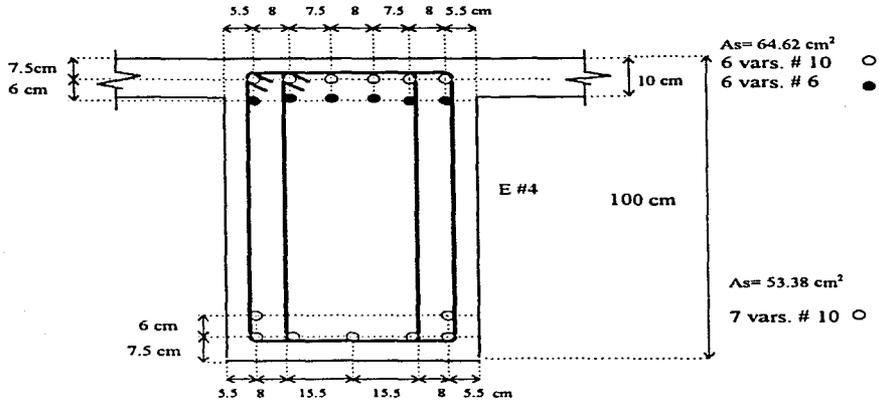
Viga B2 del nivel 7, eje 1.



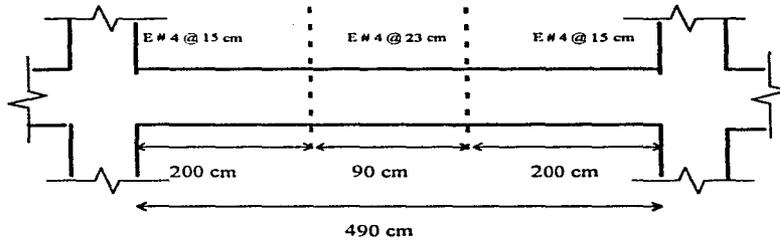
Colocación de estribos a lo largo de la viga:



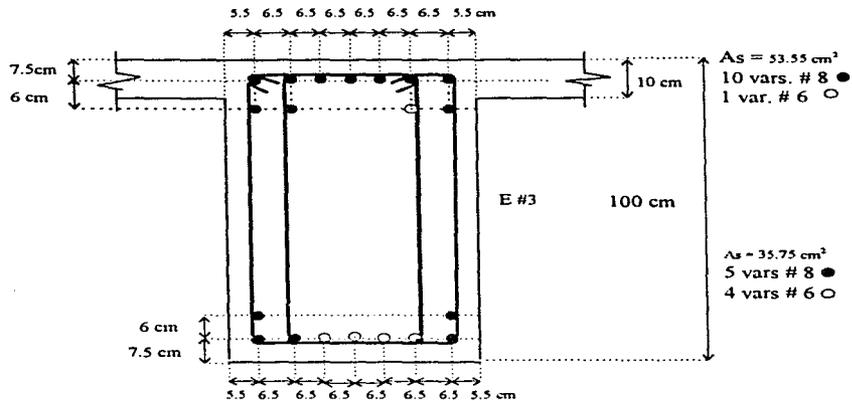
Viga B29 del nivel 1, eje A.



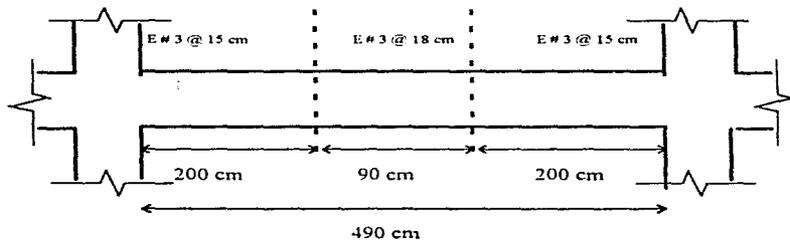
Colocación de estribos a lo largo de la viga:



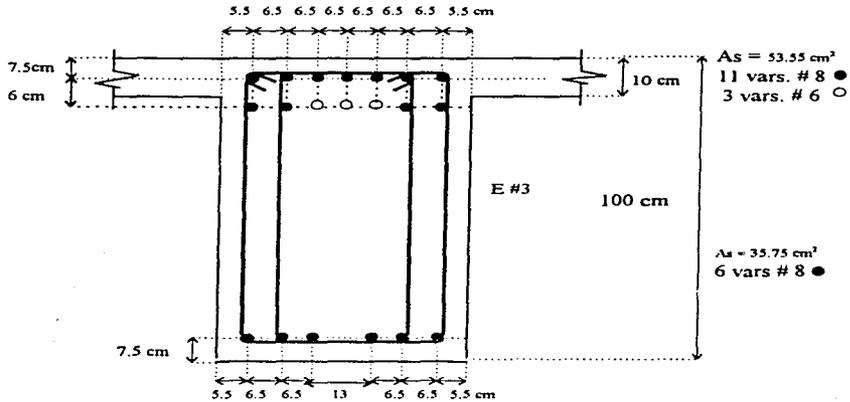
Viga B29 del nivel 7, eje A.



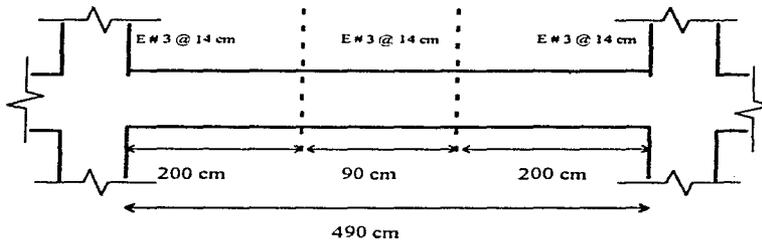
Colocación de estribos a lo largo de la viga:



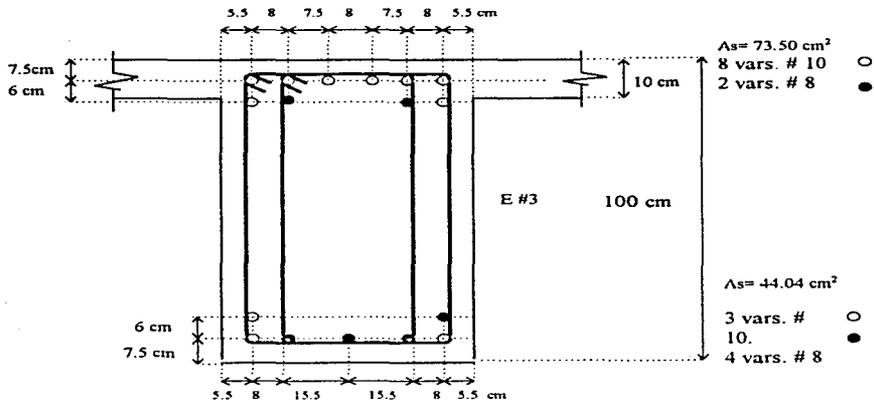
Viga B-41 del nivel 7, eje C.



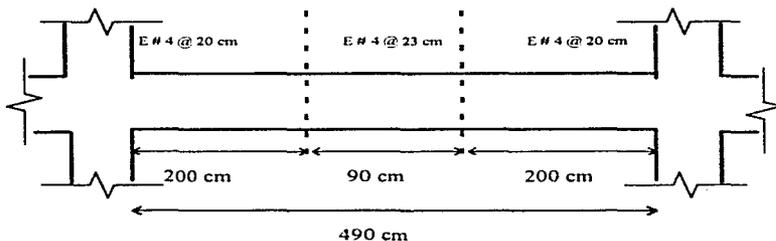
Colocación de estribos a lo largo de la viga:



Viga B-41 del nivel 1, eje C.



Colocación de estribos:

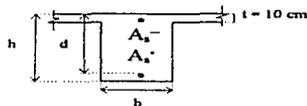


La tabla 2.22 presenta un resumen de la comparación de los diseños determinados manualmente (sin uso de computadora) y los que generan los programas ETABS y CONKER.

Tabla 2.22.- Comparación de resultados de diseños de vigas sin uso de computadora y los obtenidos con el ETABS y CONKER

Viga*	Características $f'_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos mecánicos según ETABS		Elementos mecánicos según CONKER		Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-93		Área de acero longitudinal según CONKER		Área de acero longitudinal ajustada a varillas de tamaños comerciales	
		M_u^+ (t·m)	M_u^- (t·m)	M_u^+ (t·m)	M_u^- (t·m)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)
B1	Eje 1 nivel 7 b = 30 cm h = 110 cm d = 105 cm	105.71	169.32	106	169	28.55	48.11	28.12	46.78	30.42 (6 var. # 8)	50.37 (7 var. # 6)
B2	Eje 1 nivel 7 b = 30 cm h = 110 cm d = 105 cm	141.21	162.88	141	163	39.19	46.02	38.35	44.82	40.36 (8 var. # 8)	46.89 (4 var. # 6)
B1	Eje 1 nivel 1 b = 30 cm h = 110 cm d = 105 cm	154.02	186.75	154	187	43.20	53.88	42.15	52.18	45.63 (9 var. # 8)	55.44 (7 var. # 8)
B2	Eje 1 nivel 1 b = 30 cm h = 110 cm d = 105 cm	154.24	180.26	154	180	43.27	51.71	42.21	50.15	45.63 (9 var. # 8)	55.44 (7 var. # 10)
B29	Eje A nivel 7 b = 30 cm h = 100 cm d = 95 cm	118.69	164.31	119	164	36.52	53.08	35.78	51.21	36.75 (5 var. # 8)	53.53 (1 var. # 6)
B41	Eje C nivel 7 b = 30 cm h = 100 cm d = 95 cm	97.51	188.85	98	189	29.40	62.87	28.89	60.11	30.42 (6 var. # 8)	64.32 (3 var. # 6)
B29	Eje A nivel 1 b = 30 cm h = 100 cm d = 95 cm	165.08	191.57	165	192	53.38	64	51.48	61.12	55.44 (7 var. # 10)	64.62 (6 var. # 10)
B41	Eje C nivel 1 b = 30 cm h = 100 cm d = 95 cm	137.72	215.34	138	215	43.21	72.19	42.03	70.23	44.04 (3 var. # 10)	73.50 (2 var. # 8)

* ver ubicación en la fig 2.9



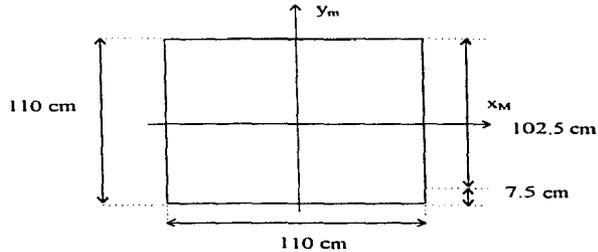
2.3.10.4 Diseño manual de columnas tipo; caso A

Al igual que en vigas, se realiza manualmente el diseño de algunas columnas tipo. La ubicación de las columnas a diseñar se encuentra en la fig 2.7.

Columna 7 nivel 1, eje 1

Datos:

$$\begin{aligned}M_{uM} &= 94.07 \text{ t-m} \\M_{um} &= 247.66 \text{ t-m} \\V_{uM} &= 110.60 \text{ t} \\V_{um} &= 11.65 \text{ t} \\P_u &= 1471.61 \text{ t}\end{aligned}$$



Constantes:

$$\begin{aligned}f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\f^*_c &= 0.8 f'_c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2 \\f''_c &= 0.85 f^*_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2 \\d/b &= 102.5/110 = 0.93\end{aligned}$$

Uso de diagramas de Interacción:

Se utilizarán los diagramas de interacción publicados por el Instituto de Ingeniería, UNAM (ref 16) Para ello es necesario calcular los siguientes valores:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{1471610}{0.7(110)(110)(170)} = 1.0220$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{247.66 \times 10^5}{0.7(110)(110)^2(170)} = 0.1564$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{94.07 \times 10^5}{0.7(110)^2(110)(170)} = 0.0594$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.38$$

De gráficas, se obtiene:

• Para $\frac{d}{b} = 0.90$

→ $\frac{R_x}{R_y} = 0.5$ con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$: $q = 0.35$

$$A_s = \frac{qbhf_c^2}{f_y} = \frac{0.35(110)(110)(170)}{4200} = 171.42 \text{ cm}^2$$

→ $\frac{R_x}{R_y} = 0$ con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$: $q = 0.30$

$$A_s = \frac{qbhf_c^2}{f_y} = \frac{0.30(110)(110)(170)}{4200} = 146.93 \text{ cm}^2$$

Interpolando, para $\frac{R_x}{R_y} = 0.38$ se obtiene $A_s = 156.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow q = 0.32$

• $\frac{d}{b} = 0.95$

→ $\frac{R_x}{R_y} = 0.5$ con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$: $q = 0.35$

$$A_s = \frac{qbhf_c^2}{f_y} = \frac{0.35(110)(110)(170)}{4200} = 171.42 \text{ cm}^2$$

→ $\frac{R_x}{R_y} = 0$ con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$: $q = 0.30$

$$A_s = \frac{qbhf_c^2}{f_y} = \frac{0.30(110)(110)(170)}{4200} = 146.93 \text{ cm}^2$$

Interpolando, para $\frac{R_x}{R_y} = 0.2628$ se obtiene $A_s = 156.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow q = 0.32$

Interpolando, finalmente, para $\frac{d}{b} = 0.925 \Rightarrow A_s = 156.73 \text{ cm}^2$

Verificación por medio de fórmula de Bresler :

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTC-C sección 2.1.3 inciso b, se define la fórmula de Bresler, a saber:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_0}}}$$

P_R = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{R0} = Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría

$$\text{Entonces: } P_{R0} = F_R (A_s f_y + A_c f'_c) = 0.7 [(156.73)(4200) + (110)^2 (170)] = 1,900,686.20 \text{ kg}$$

$$\text{Por otra parte, } e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{94.07 \times 10^5}{1471610} = 6.39, \text{ de donde } \frac{e}{h} = \frac{6.39}{110} = 0.058$$

En la gráfica de interacción (fig 10 de la ref 16) para $d/h = 0.9$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se lee el valor de K_x ; se entra con una $q = 0.32$ y una relación $e/h = 0.058$, resultando $K_x = 1.27 \Rightarrow$

$$P_{Rx} = K_x F_R b h f'_c = (1.27)(0.7) (110)(110) (170) = 1,828,673.00 \text{ kg}$$

En la gráfica de interacción (fig 9 de la ref 16) para $d/h = 0.95$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se lee el valor de K_x , se entra con una $q = 0.32$ y una relación $e/h = 0.058$, resultando $K_x = 1.20 \Rightarrow$

$$P_{Rx} = K_x F_R b h f'_c = (1.20)(0.7) (110)(110) (170) = 1,768,197.00 \text{ kg}$$

Al interpolar para $d/h = 0.93 \Rightarrow P_{Rx} = 1,756,678.00 \text{ kg}$

$$\text{Por otra parte, } e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{247.66 \times 10^5}{1471610} = 16.83, \text{ de donde } \frac{e}{h} = \frac{16.83}{110} = 0.15299$$

En la gráfica de interacción (fig 10 de la ref 16) para $d/h = 0.9$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se lee el valor de K_y ; se entra con una $q = 0.32$ y una relación $e/h = 0.15$, resultando $K_y = 1.00 \Rightarrow$

$$P_{Ry} = K_y F_R b h f'_c = (1.00)(0.7) (110)(110) (170) = 1,439,900.00 \text{ kg}$$

En la gráfica de interacción (fig 9 de la ref 16) para $d/h = 0.95$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se lee el valor de K_y , se entra con una $q = 0.32$ y una relación $e/h = 0.15$, resultando $K_y = 1.15 \Rightarrow$

$$P_{Ry} = K_y F_R b h f'_c = (1.15)(0.7) (110)(110) (170) = 1,655,885.00 \text{ kg}$$

Al interpolar para $d/h = 0.93 \Rightarrow P_{Ry} = 1,569,491.00 \text{ kg}$

Por lo tanto, al sustituir en la fórmula de Bresler,

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1768197} + \frac{1}{1569491} + \frac{1}{1900686}} = 1,478,041 \text{ kg} \approx 1,471,610 \text{ kg} \rightarrow \text{bien}$$

Verificación del refuerzo longitudinal para Marcos Dúctiles :

Según el cap 5 de Marcos Dúctiles de las NTC-C (sección 5.3.3): *La cuantía de refuerzo longitudinal, p, no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04, a saber:*

$$\begin{aligned} A_{s \min} &\leq A_s \leq A_{s \max} \\ 0.01bh &\leq A_s \leq 0.04 bh \\ 0.01(110)^2 &\leq A_s \leq 0.04 (110)^2 \\ 121 &\leq A_s \leq 484 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto, rige la condición de acero calculada: $A_s = 156.73 \text{ cm}^2$, para lo que se propone:
20 vars. # 10 $\Rightarrow A_s = 158.35 \text{ cm}^2$

Verificación de la condición de columna fuerte-viga débil

El cap 5 de la NTC-C (sección 5.3.2) indica que: *las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:*

$$\Sigma M_c \geq 1.5 \Sigma M_g$$

donde:

ΣM_c es la suma de los elementos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

ΣM_g es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo, referidos al centro de éste.

Para este trabajo, el programa CONKER revisó esta condición y encontró que el área de acero mínima a flexión es de 153.16 cm^2 , valor prácticamente igual a los 158.35 cm^2 del refuerzo propuesto. Por lo tanto, se mantiene el número de varillas supuesto.

Refuerzo transversal :

• De acuerdo a la sección 4.2.3 de las NTC-C; los requisitos para el refuerzo transversal para restringir a las barras longitudinales contra el pandeo, son las siguientes:

1. Separación no mayor a: 48 veces el diámetro del estribo; considerando E # 4 se tiene: $4(1.27) = 60.96 \text{ cm}$.
2. Separación no mayor a: $h/2 = 110/2 = 55 \text{ cm}$
3. Separación no mayor a :

$$\frac{850d_b}{\sqrt{f_y}}, \text{ donde } d_b \text{ es el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña } \Rightarrow \frac{850(3.18)}{\sqrt{4200}} = 41.70 \text{ cm}$$

\therefore Rige separación no mayor @ 41.70 cm \Rightarrow @ 40 cm

• En la misma sección de las NTC-C se especifica que *la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada, para los extremos de la columna, con una longitud no menor que:*

1. La dimensión transversal máxima de la columna, en este caso 110 cm.
2. Un sexto de su altura libre, en este caso $500/6 = 83.3$ cm
3. Ni que 60 cm.

Para la columna de este caso la longitud que rige es de **110 cm** .

• **Revisión por cortante.**

En la sección 2.1.5, inciso a, de las NTC-C, se recomienda que en miembros a flexocompresión en los que P_u :

$$P_u = 1,471,610 \text{ kg} < 0.7f_c^*A_g + 2000A_s = 0.7(200)(110)^2 + 2000(156.73) = 2,00,7460$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 2.17 o 2.18 por $(1 + 0.007(P_u / A_g))$; para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima, es decir:

$$p = \frac{79.175}{110(95)} = 0.008 < 0.01 \Rightarrow \text{se utiliza la ec 2.17:}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) =$$

$$V_{CR} = 0.8(110)(95)(0.2 + 3(0.008)) \sqrt{200} \left(1 + 0.007 \frac{1471610}{110^2} \right) = 96,307 \text{ kg}$$

Este valor deberá reducirse en un 30 por ciento, porque la dimensión transversal h igual a 110 cm, es mayor que 70 cm, a saber:

$$V_{eR} = 96,307 \text{ kg} (0.70) = 67,415 \text{ kg.}$$

Después de conocer el valor de V_{eR} , se procede a aplicar la ec 2.21 de las NTC-C para conocer la separación entre estribos; si se consideran 3E # 4 (seis ramas):

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{eR}} = \frac{0.8(6)(1.27)(4200)(95)}{110600 - 67415} = 94 \text{ cm} \Rightarrow 3E \# 4 @ 94 \text{ cm} \therefore \text{rige la separación @ 40cm, obtenidos antriormente por pandeo.}$$

Refuerzo transversal por Marcos Dúctiles (confinamiento) :

A partir de la sección 5.3.4 de las NTC-C, se exige que se confine adecuadamente el núcleo de concreto en los extremos de las columnas (longitud de 110 cm); para ello, se debe cumplir que la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la columna no sea menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c$$

donde:

- A_c = Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal
- A_g = Área transversal de la columna
- f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
- h_e = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}
- s = Separación del refuerzo transversal

Además, la separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento (para la columna de interés, $110/4 = 27.5$ cm), ni de 10 cm.

Si se consideran 3E # 4, con una separación @ 10 cm:

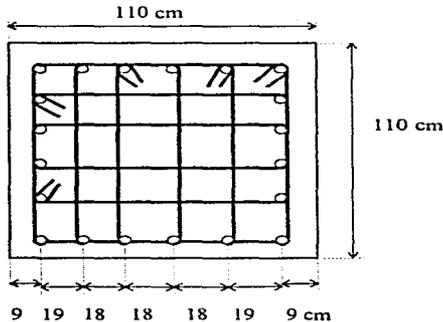
$$A_{sh} = (6 \text{ ramas}) (1.27 \text{ cm}^2) = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$0.3 \left(\frac{110^2}{95^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} 10(95) = 5.77 \text{ cm}^2, \quad 0.12 \frac{250}{4200} 10(95) = 6.78 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se cumple con la condición de diseño anterior, ya que A_{sh} es mayor que 5.77 cm^2 y 6.78 cm^2 .

Finalmente, al armar y detallar la columna, se cuidará que la separación libre entre las barras restringidas y las no restringidas (separación entre ramas de estribos) sea menor o igual a 15 cm y que la separación entre barras restringidas sea menor o igual a los 45 cm.

Así, la columna se arma de la siguiente forma:

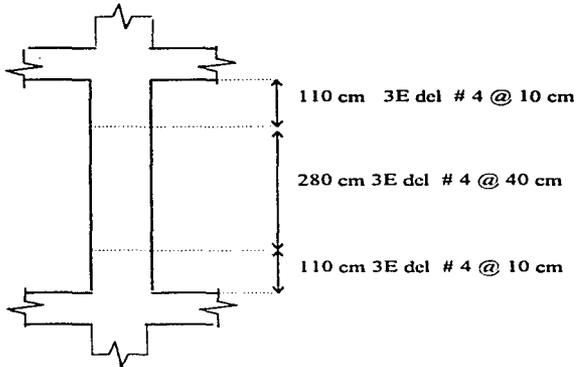


$$A_s = 158.35 \text{ cm}^2$$

20 varillas # 10

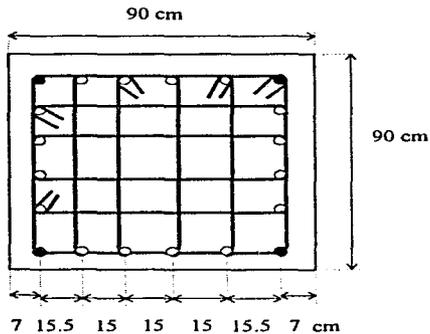
3E # 4

Separación de estribos en la altura:



De acuerdo al mismo criterio, se diseñan las siguientes columnas:

Columna 5 nivel 8, eje 1

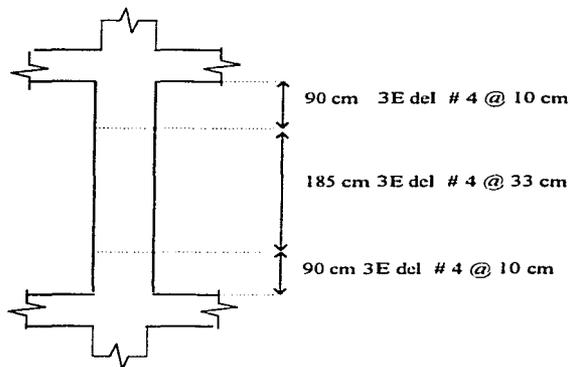


$$A_s = 112.74 \text{ cm}^2$$

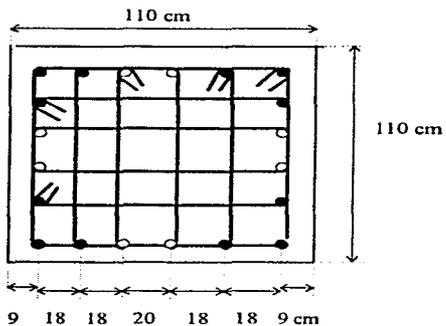
4 varillas # 10 ●
16 varillas # 8 ○

3 E # 4

Separación de estribos en la altura:



Columna 2 nivel 1, eje 1



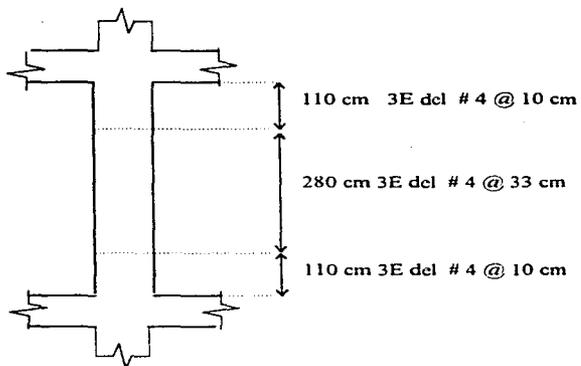
$$A_s = 135.54 \text{ cm}^2$$

12 varillas # 10 ●

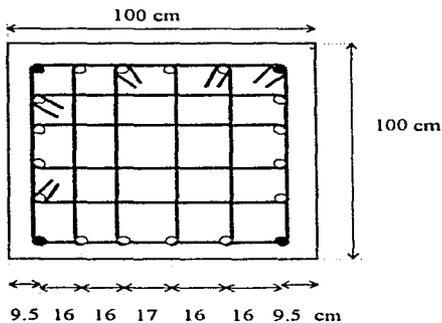
8 varillas # 8 ○

3 E # 4

Separación de estribos en la altura



Columna 5 nivel 4, eje 1



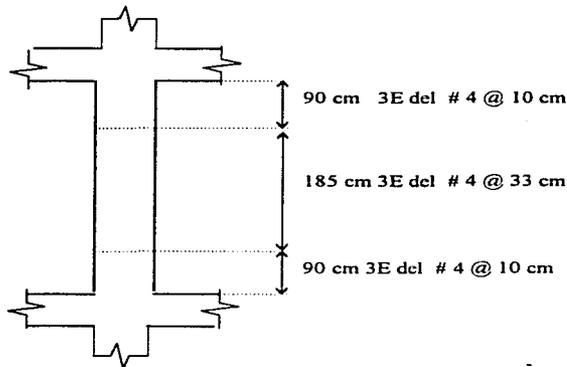
$$A_s = 126.67 \text{ cm}^2$$

4 varillas # 12 ●

16 varillas # 8 ○

3 E # 4

Separación de estribos en la altura:



En la tabla 2.23 se muestra un resumen de los resultados obtenidos

Tabla 2.23.- Comparación de resultados de diseño de columnas sin uso de computadora contra resultados de ETABS y CONKER

Columna*	Características $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos Mecánicos según ETABS			Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-93 (cm^2)	Área de acero longitudinal según CONKER (cm^2)	Área de acero longitudinal ajustada a varillas comerciales (cm^2)
		M_{ua} (t)	M_{ub} (t-m)	M_{uc} (t-m)			
C5	Nivel 8 Eje 1 90 x 90 r = 5 cm	625.81	23.30	81.81	81**	109.47***	112.74 (4 vars. # 10, 16 vars. # 8)
C5	Nivel 4 Eje 1 100 x 100 r = 7.5 cm	1084.72	37.01	106.21	100**	118.51***	126.67 (4 vars. # 12, 16 vars. # 8)
C2	Nivel 1 Eje 1 110 x 110 r = 7.5 cm	794.36	74.34	282.93	121**	128.02***	135.54 (12 vars. # 10, 8 vars. # 8)
C7	Nivel 1 Eje 1 110 x 110 r = 7.5 cm	1471.61	94.07	247.66	156.73	153.16	158.35 (20 vars. # 10)

* Ver ubicación en la fig. 2.7

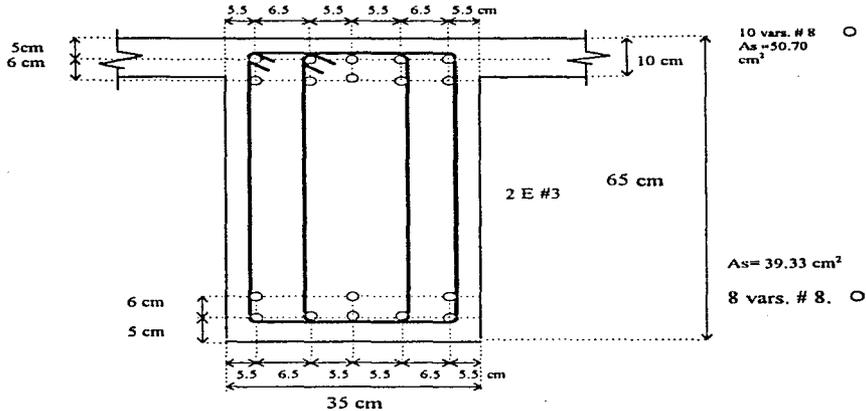
** Rige la condición de acero mínimo por flexocompresión

*** Rige la condición de columna fuerte-viga débil ($\Sigma M_{ic} \geq \Sigma M_{iv}$)

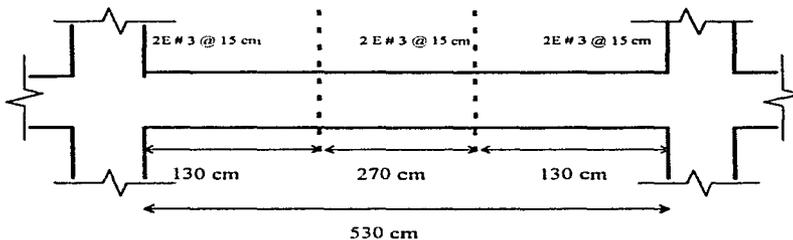
2.3.10.5 Diseño manual de vigas tipo: caso B

Procediendo de forma similar se determinó las cuantías de acero necesarias para algunas vigas tipo del caso B; los cálculos al detalle ya no se muestran. Los armados de éstos quedaron de la forma siguiente:

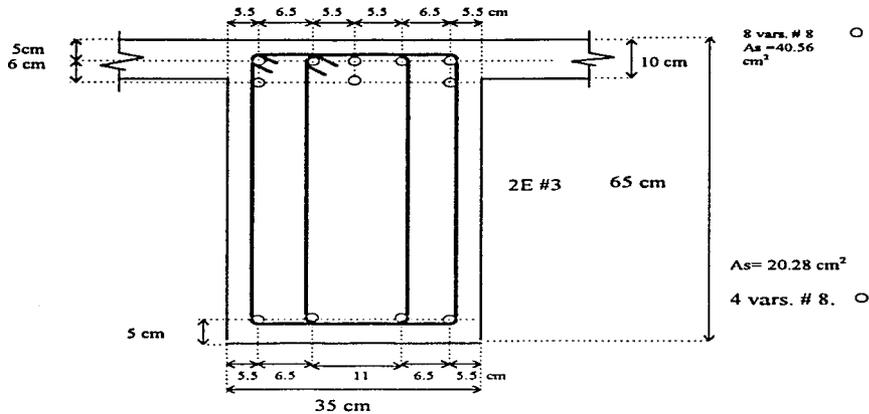
Viga B6-B7 del nivel 9, eje A



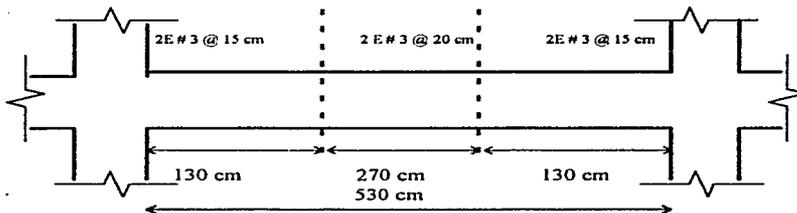
Colocación de estribos:



Viga B53-B54 del nivel 10, eje B.



Colocación de estribos:

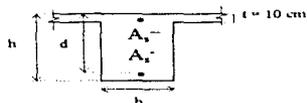


La tabla 2.24 presenta un resumen de resultados

Tabla 2.24.- Comparación de resultados entre diseño de vigas sin uso de computadora y los obtenidos con el ETABS y CONKER.

Viga*	Características $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos mecánicos según ETABS		Elementos mecánicos según CONKER		Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-93		Área de acero longitudinal según CONKER		Área de acero longitudinal ajustada a varillas de tamaños comerciales	
		M_u^+ (t·m)	M_u^- (t·m)	M_u^+ (t·m)	M_u^- (t·m)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)	A_s^+ (cm ²)	A_s^- (cm ²)
B6-B7	Eje A nivel 9 b = 35 cm h = 65 cm d = 60 cm	78.44	95.87	78	96	39.33	49.16	40.05	49.70	40.56 (8 var. # 8)	50.70 (10 var. # 8)
B53-B54	Eje B nivel 10 b = 35 cm h = 65 cm d = 60 cm	0	73.63	37	74	19.23	38.47	18.26	39.99	20.28 (4 vars. # 8)	40.56 (8 var. # 8)

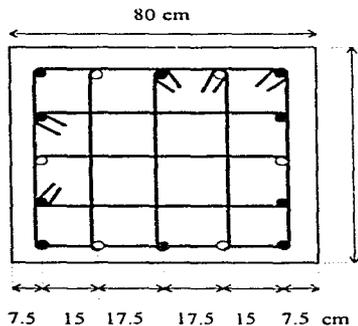
* ver ubicación en la fig 2.10



2.3.10.6 Diseño manual de columnas tipo: caso B

Procediendo de forma similar, enseguida se muestran los resultados de los armados a los que se llegó para columnas tipo del edificio caso B. Los detalles de los cálculos no se muestran, pero son similares a lo que se hizo para las columnas del caso A.

Columna 47 nivel 1, eje 1

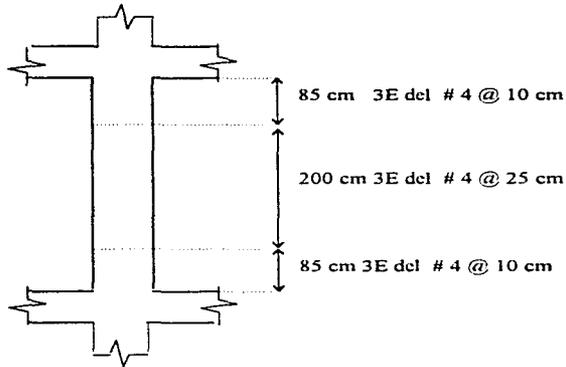


$$A_s = 67.80 \text{ cm}^2$$

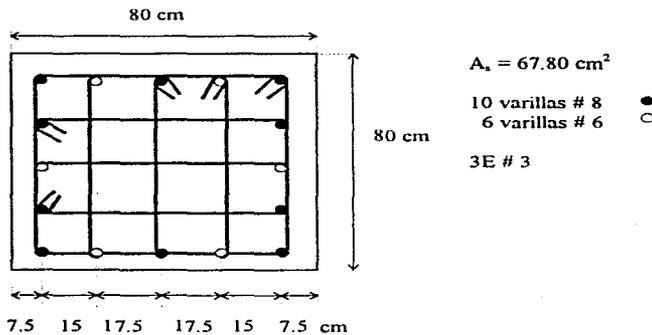
10 varillas # 8 ●
6 varillas # 6 ○

3E # 4

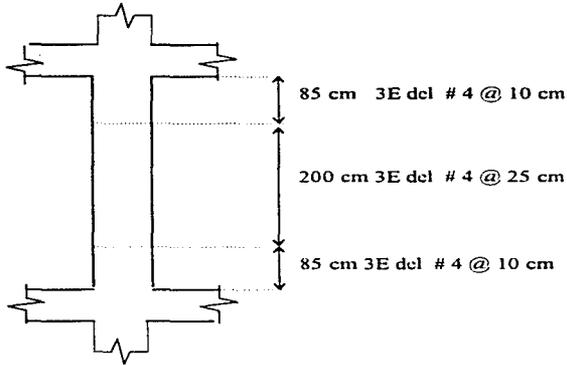
Colocación de estribos



Columna 6 nivel 1, eje 2



Colocación de estribos



En la tabla 2.25 se muestra un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 2.25.- Comparación de resultados de diseño de columnas sin uso de computadora contra resultados de ETABS y CONKER

Columna*	Características $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos Mecánicos según ETABS			Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-93 (cm^2)	Área de acero longitudinal según CONKER (cm^2)	Área de acero longitudinal ajustada a varillas de tamaños comerciales (cm^2)
		P_u (t)	M_{u_x} (t-m)	M_{u_y} (t-m)			
C47	Nivel 1 Eje 1 80 x 80 r = 5 cm	682.50	6.17	28.32	64**	64**	67.80 (10 vars. # 8, 6 vars. # 6)
C6	Nivel 1 Eje 2 80 x 80 r = 7.5 cm	635.63	12.03	0	64**	64**	67.80 (10 vars. # 8, 6 vars. # 6)

* Ver ubicación en la fig 2.8

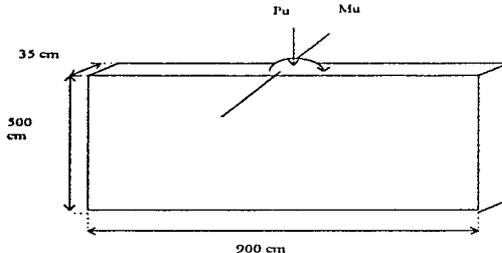
** Rige la condición de acero mínimo por flexocompresión

2.3.10.7 Diseño manual de muros de cortante: caso B

Los muros a diseñar se pueden identificar en la fig 2.11, donde cada uno de ellos presenta un ala en ambas direcciones X y Y; las tablas 2.26 y 2.27 resumen los resultados de los armados de todos los muros, recordando que muros de la misma dirección tienen el mismo armado, debido a la simetría existente en la estructuración.

Para el diseño de los muros resultó necesario el uso de patines en los extremos, proporcionados por las columnas; al diseñar ante los efectos críticos de cada dirección de cada muro tridimensional, en los patines de esquina se obtuvieron, acero longitudinal y estribos diferentes, dependiendo de la dirección del ala del muro en forma de L, y en tal caso se procedió a dejar la condición que rigiera, es decir el que resultara con mayor cantidad de acero.

Muro nivel 1 dirección mayor (dirección X)



Datos:

- $P_u = 2,026.91 \text{ ton}$
- $M_u = 6,056.33 \text{ ton-m}$
- $V_u = 266.96 \text{ ton}$

Constantes:

- $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f^*_c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$

Se diseña según la sección 4.5.2 relativa a *Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-C.*

Dicha sección es aplicable para los muros que poseen las siguientes características:

- Muros cuya función principal sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración.
- $L / t < 70 \Rightarrow 900 / 35 = 25.7 < 70 \therefore \text{Cumple}$
- Espesor $t \geq 13 \text{ cm}$; $t = 35 \text{ cm} > 13 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$
- Espesor $t \geq 0.06 H$ (H es la altura del muro no restringida lateralmente); $t = 35 \text{ cm} > 0.06(500) = 30 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$

Elementos extremos en muros y diafragmas estructurales (patines)

Según la sección 4.5.2, inciso b, deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de los muros (patines) cuando el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2 f'_c$, bajo las cargas de diseño, incluyendo el sismo, a saber:

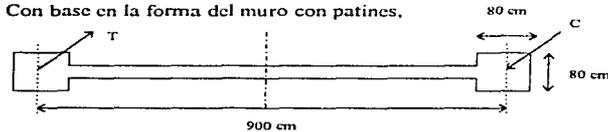
El esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada resulta:

$$f_c \text{ má } x = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y \text{ má } x = \frac{2026914}{900(35)} + \frac{6056.332 \times 10^5}{\frac{1}{12}(35)(900)^3} \left(\frac{900}{2} \right)$$

$$f_c \text{ má } x = 192.52 \text{ kg/cm}^2 > 0.2(250) = 50 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Es necesario colocar patines}$$

Acero longitudinal en patines. Diseño por flexocompresión.

Cada elemento, tipo patin se dimensionarán como columnas cortas para que resistan, la fuerza de compresión como carga axial que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo originado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura, como se describe enseguida:



Donde el momento de volteo y fuerza axial se convierten en dos cargas equivalentes, de compresión y tensión, a saber:

$$P_{Tu} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{L} = \frac{2026914}{2} - \frac{6056.332 \times 10^5}{900} = 340.53 \text{ t}$$

$$P_{Cu} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} = \frac{2026914}{2} + \frac{6056.332 \times 10^5}{900} = 1686.38 \text{ t}$$

Así, el patin se diseña con la carga de compresión equivalente de 1686.38 t, considerandolo como una columna corta sometida a carga axial; el factor de reducción toma el valor de 0.8, por no haber problemas de confinamiento.

$$P_u = F_R [A_c f'_c + A_s f_y] = 0.8 [(80^2 - A_s) 170 + A_s (4200)] = 1686382 \text{ kg} \Rightarrow A_s = 253.09 \text{ cm}^2$$

Se proponen: 8 vars. # 6 = 22.80 cm²
 20 vars. # 12 = 228.02 cm²
 $A_s = 250.82 \text{ cm}^2$

Verificación del refuerzo longitudinal, Marcos Dúctiles

Según el cap 5 de Marcos Dúctiles de las NTC-C (sección 5.3.3); *La cuantía de refuerzo longitudinal, p, no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.* Para nuestro ejemplo, esto resulta en:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &\leq A_s \leq A_{s \text{ max}} \\ 0.01bh &\leq A_s \leq 0.04 bh \\ 0.01(80)^2 &\leq A_s \leq 0.04 (80)^2 \\ 64 &\leq A_s \leq 256 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Estos, $A_s = 250.82 \text{ cm}^2$ queda dentro del intervalo anterior.

Acero transversal en los patines (extremos de los muros)

• Se debe cumplir con la sección 5.3.4 y con 4.2.3 y 5.3.5 de las NTC-C. Según la sección 4.2.3 se debe cumplir con:

1. Separación no mayor a: 48 veces el diámetro del estribo, con E# 4, $48(1.27) = 60.96 \text{ cm}$.
2. Separación no mayor a: $h/2 = 80/2 = 40 \text{ cm}$
3. Separación no mayor a:

$$\frac{850d_b}{\sqrt{f_y}}, \text{ donde } d_b \text{ es el diámetro de la varilla longitudinal de diámetro menor (\#6)} \Rightarrow \frac{850(1.905)}{\sqrt{4200}} = 24.9$$

Rige: separación no mayor @ 25 cm

• En la misma sección de las NTC-C se especifica que *la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada, en los extremos superior e inferior, en una longitud no menor que la correspondiente de zona de confinamiento, a saber:*

1. La dimensión transversal máxima de la columna; en este caso 80 cm
2. Un sexto de su altura libre; $500/6 = 83.33 \text{ cm}$
3. Ni que 60 cm.

Para este ejemplo la longitud que rige es de 83.33 cm \Rightarrow 85 cm

Verificación del refuerzo transversal, Marcos Dúctiles

• La sección 5.3.4 de las NTC-C especifica que el área del refuerzo transversal debe confinar adecuadamente el núcleo de concreto en *los extremos* de las columnas (de longitud 85 cm), tal que A_{sh} en cada dirección de la columna no sea menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c$$

donde:

A_c = Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_g = Área transversal de la columna

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_n = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

s = Separación del refuerzo transversal

Además, la separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

Al revisar con la separación de estribos de @10 cm, se obtiene lo siguiente:

Con 2 estribos del # 4 (cuatro ramas), $A_{sh} = (4 \text{ ramas}) (1.27 \text{ cm}^2) = 5.08 \text{ cm}^2$

$$0.3 \left(\frac{80^2}{70^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} 10(70) = 3.83 \text{ cm}^2, \quad 0.12 \frac{250}{4200} 10(70) = 5.00 \text{ cm}^2$$

Por tanto, con 2E # 4 y la separación de 10 cm, A_{sh} es mayor a los valores anteriores.

Diseño por fuerza cortante (acero transversal del alma del muro)

El diseño se basa en la sección 4.5.2, inciso c. El valor de la fuerza cortante, V_{CR} , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determina en función de su relación H/L , donde H es la altura total del muro y L la longitud del mismo, a saber:

$$H/L = 57.50 \text{ m} / 9 \text{ m} = 6.389 > 2$$

$$p = (250.82 / 2) / 80^2 = 0.019 > 0.01$$

V_{CR} se calcula con:

$$V_{CR} = F_R 0.5td\sqrt{f'_c}, \text{ donde } d = 0.8L = 0.8(900) = 720 \text{ cm.}$$

$$V_{CR} = 0.8(0.5)(35)(720)\sqrt{200} = 142,552.73 \text{ kg}$$

Refuerzo horizontal

$$\text{Refuerzo horizontal} = P_h \geq P_{\min} = 0.0025$$

$$P_h \geq \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y dt} = \frac{266955 - 142553}{0.8(4200)(720)(35)} = 0.00147 \Rightarrow P_h = P_{\min} = 0.0025$$

Con vars # 6, $A_{vh} = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep}_h \leq \frac{A_{vh}}{P_{ht}} = \frac{2.85}{0.0025(35)} = 32.57 \text{ cm. } \therefore \text{ utilizar vars \#6 @ 30 cm}$$

Refuerzo vertical

$$\text{Refuerzo vertical} = P_v \geq P_{\min} = 0.0025$$

$$P_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025) \text{ como } P_h = P_{\min} = 0.0025 \Rightarrow P_v = P_{\min} = 0.0025$$

Con vars # 6, $A_w = 2.85 \text{ cm}^2$

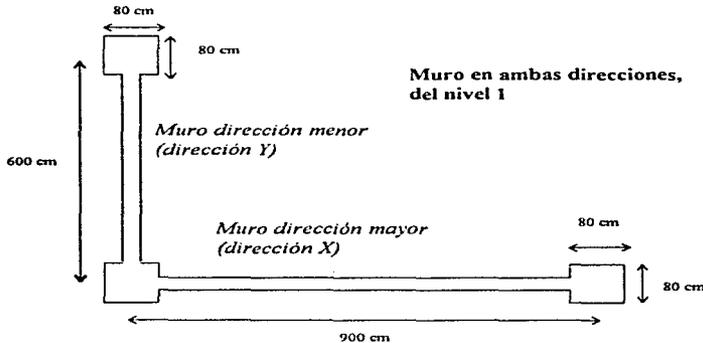
$$\text{Sep}_v \leq \frac{A_{vv}}{P_{vt}} = \frac{2.85}{0.0025(35)} = 32.57 \text{ cm, se utilizan vars del \# 6 @ 30 cm.}$$

Se debe cumplir que:

- $V_u \leq 2F_R L_t \sqrt{f^* c} = 2(0.8)(900)(35)\sqrt{200} = 712,763 \text{ kg}$; $V_u = 266,955 \text{ kg} < 712,763 \text{ kg} \therefore \text{Bien}$
- El refuerzo por cortante se coloca uniformemente repartido con una separación $\leq 35 \text{ cm}$; para este muro se propuso una separación de $30 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \therefore \text{Bien}$.
- $\bar{v}_{u \text{ sismo}} = \frac{V_u}{L_t} = \frac{266955}{900(35)} = 8.47 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sqrt{f^* c} = 0.6\sqrt{200} = 8.48 \text{ kg/cm}^2, \therefore \text{Bien}$.
Como $t = 35 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$, el refuerzo se colocará en dos capas.

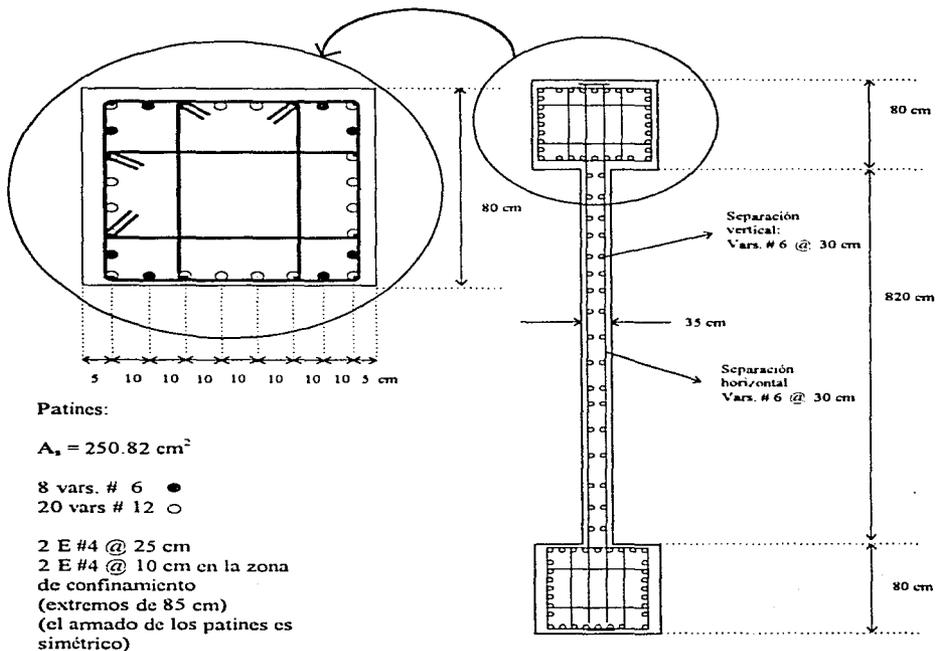
De acuerdo al mismo criterio, se diseña el muro del nivel 1, pero en su dirección menor (dirección Y)

Finalmente, el armado longitudinal y transversal de todo el muro (patines y alma, en ambas direcciones) queda de la siguiente manera:

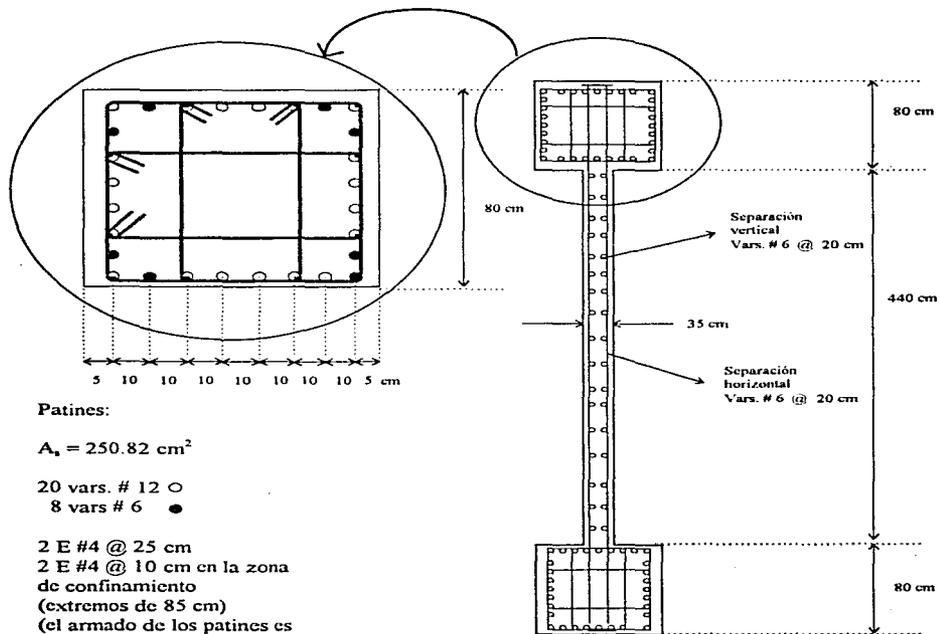


Las siguientes figs presentan el armado del muro, en detalle, para cada dirección por separado.

Armado del muro del nivel 1 en su dirección mayor (dirección X)



Armado del muro del nivel 1 en su dirección menor (dirección Y)



Las tablas 2.26 y 2.27 muestran los armados resultantes para los otros muros cuyo trabajo es en las direcciones X y Y, respectivamente. Se siguió el mismo procedimiento anterior.

Tabla 2.26. - Diseño de muros de concreto, efectos en la dirección X (dirección mayor)

Muros Dirección X Entrepiso	Patines							Diseño por cortante		
	Aa (cm ²)	Aa comercial (cm ²)	Varilla (a de menor diámetro) #	# Estribo	Sepa- ración de estribos (cm)	Long. de la zona de confinam- iento (cm)	Sep. de estribos en zona de confl. (cm)	# Varilla	Sepa- ración horizonta l (cm)	Sepa- ración vertical (cm)
N1	253.10	250.82	6	4	25	85	10	6	30	30
N2	203.42	198.88	6	4	25	80	10	6	30	30
N3	157.28	153.24	6	4	25	80	10	6	30	30
N4	151.87	153.24	6	4	25	75	10	6	35	35
N5	110.42	114.01	6	4	25	75	10	6	35	35
N6	69.94	68.4	6	4	25	75	10	6	35	35
N7	62.35	60.8	6	4	25	70	10	6	35	35
N8	49	51.94	6	4	25	70	10	5	30	30
N9	49	51.94	6	4	25	70	10	5	30	30
N10	49	51.94	6	4	25	70	10	5	30	30
N11	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N12	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N13	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N14	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N15	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35

Tabla 2.27. - Diseño de muros de concreto, efectos en la dirección Y (dirección menor)

Muros Dirección Y Entrepiso	Patines							Diseño por cortante		
	Aa (cm ²)	Aa comercial (cm ²)	Varilla (a de menor diámetro) #	# Estribo	Sepa- ración de estribos (cm)	Long. de la zona de confinam- iento (cm)	Sep. de estribos en zona de confl. (cm)	Varilla #	Sepa- ración horizonta l (cm)	Sepa- ración vertical (cm)
N1	256.00	250.82	6	4	25	85	10	6	20	20
N2	256.00	250.82	6	4	25	80	10	6	20	20
N3	253.63	250.82	6	4	25	80	10	6	25	25
N4	225.00	221.68	6	4	25	75	10	6	20	20
N5	173.28	174.18	6	4	25	75	10	6	25	25
N6	119.68	122.88	6	4	25	75	10	6	25	25
N7	100.71	100.07	6	4	25	70	10	6	25	25
N8	52.54	51.94	6	4	25	70	10	6	25	25
N9	49	51.94	6	4	25	70	10	6	30	30
N10	49	51.94	6	4	25	70	10	6	35	35
N11	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	25	25
N12	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N13	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N14	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35
N15	42.25	43.06	6	4	25	65	10	5	35	35

3.1 Antecedentes

Actualmente el diseño sísmico de una estructura se lleva a cabo haciendo un análisis elástico, utilizando el espectro de diseño reducido, por lo que se está considerando un comportamiento inelástico por medio del factor Q . El uso de este método es satisfactorio sólo para fines de diseño; sin embargo, si se quisiera conocer el comportamiento real de la estructura frente a un sismo (o por lo menos el comportamiento que más se acerca a lo real), es necesario someter la estructura a un análisis dinámico inelástico paso a paso, considerando como excitación el acelerograma de un (al menos) sismo en particular.

El método de análisis inelástico más utilizado, es el que se basa en un análisis paso a paso mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio, como se explicó brevemente en el cap 1.

Existen varios programas de cómputo para este tipo de análisis inelástico, tales como los que consideran el comportamiento tridimensional: DRAIN-TABS y el ANRS; son demasiado complicados, además que sus modelos analíticos no son aún completamente confiables, y no son muy prácticos por el gran tiempo que consumen en la computadora. Por otra lado, el DRAIN-2D es un programa que sólo considera a las estructuras en dos dimensiones; se debe tener cuidado al interpretar resultados y asociar las respuestas con respecto del comportamiento tridimensional real. Es, posiblemente, el programa que actualmente más se utiliza en el área de investigación, y que fue la

herramienta de apoyo de este trabajo. A continuación se presentan algunas características del programa DRAIN-2D.

3.1.1 Características generales del programa DRAIN-2D

Con el programa DRAIN-2D se puede determinar la respuesta sísmica dinámica inelástica de estructuras en dos direcciones, utilizando el método de integración paso a paso de aceleración constante; cuenta con las siguientes características (refs 12 y 9):

- Análisis en dos dimensiones.
- La estructura se idealiza por medio de elementos finitos, unidos por nudos.
- Cada nudo cuenta con tres grados de libertad: desplazamientos horizontal y vertical, y giro.
- Los desplazamientos de algunos se pueden especificar como nulos, y el movimiento de varios nudos puede declararse idéntico, reduciendo el número de ecuaciones por resolver, y por tanto el tiempo de análisis.
- Trabaja con cinco tipos de elementos estructurales: armadura, viga-columna, panel, conexión semi-rígida y viga.
- Realiza un análisis dinámico en la historia del tiempo a partir de un acclerograma, para las direcciones horizontal y vertical
- Permite la opción de análisis estático, pero en éste sólo considera comportamiento elástico a partir de las rigideces iniciales de los elementos.
- Las leyes de histéresis de comportamientos no-lineales que maneja el programa pueden ser: elasto-plástico, bilineal y con degradación de rigidez (modelo Takeda).
- El programa considera los efectos de segundo orden (P- Δ).
- Para elementos viga-columna, el programa considera los efectos de la interacción M-P, reduciendo la capacidad a la flexión ante la acción de la carga axial.
- El elemento viga - columna que es el utilizado en el presente trabajo cuenta con las siguientes características: puede orientarse en cualquier dirección en el plano X - Y.
- Las deformaciones pueden ser por flexión, cortante y axiales.
- Las articulaciones plásticas sólo se pueden formar en los extremos de los elementos viga-columna y viga.
- Cuando se piense que puede haber formación de articulaciones plásticas en secciones intermedias, además de los extremos, será necesario modelar de forma más fina (utilizando más nudos).

- Considera el efecto de cargas estáticas de las cargas en el claro de vigas y columnas, por medio de fuerzas de empotramiento aplicadas en los extremos.
- El programa considera los efectos causados por grandes desplazamientos, por medio de la rigidez geométrica.
- La articulación plástica se formará cuando el momento en la componente elasto-plástica alcanza su momento de fluencia o cuando alguna combinación momento flexionante-carga axial llegue a la superficie de interacción, previamente especificada.

3.2 Modelado de los marcos planos en DRAIN-2D

Los ejes de los marcos planos a modelar en el DRAIN fueron para el CASO A: ejes 2 y C (ver fig 2.1), y para el CASO B : ejes 1, 2, A y C (ver fig 2.6).

El registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985; este registro se presenta en la fig 3.1.

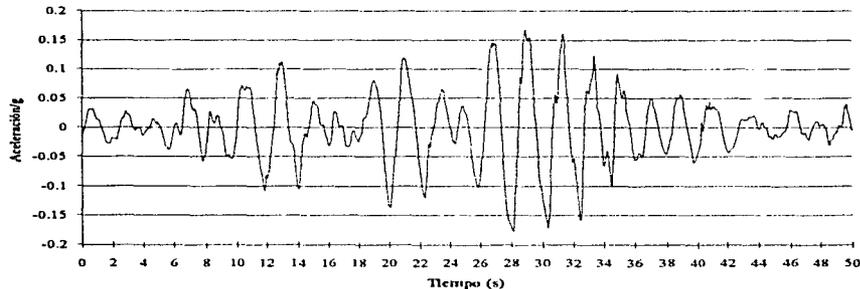


Fig 3.1.- Registro de aceleraciones, SCT-EW, 19 de septiembre de 1985

En las dos siguientes secciones se explica brevemente las características estructurales de marcos planos considerados, así como las pruebas de calibración a las que fueron sometidos para

asegurar que éstos representaran adecuadamente el comportamiento tridimensional, según la dirección que se considere.

3.2.1 Características de los marcos a analizar

Las figs 3.2 a 3.5 presentan la disposición de nudos, vigas y columnas para los ejes 2 y C, casos A y B.

Los muros de los ejes 1 y A del caso B se modelan como "columnas anchas"; es decir, para el eje 1 se tiene dos columnas de 9 m de longitud cada una, con su respectivo espesor, según las dimensiones reales de dichos muro; asimismo, para el eje A se tienen dos columnas de 6 m de longitud, con su respectivo espesor. Las propiedades geométricas de cada "columna ancha" incluyen el área axial, área de cortante y momento de inercia. La disposición de los nudos y numeración de los elementos, se observa en las figs 3.6 a 3.9.

Las tablas 3.1 a 3.9 muestran las resistencias de vigas y columnas en los análisis dinámicos paso a paso; los valores de dichas resistencias no se reducen por algún factor ($F_R = 1.0$), y fueron calculadas siguiendo los siguientes pasos:

1. Se determinaron los armados de las vigas y columnas después de haber diseñado según las especificaciones de las NTC-C del RDF-93; para ello se propusieron calibres comerciales de varillas, y se apoyo en el programa CONKER. Los armados resultantes se presentan en el capítulo anterior
2. Conocidas las cuantías de acero de refuerzo de vigas y columnas, se procedió después a obtener los momentos resistentes positivos y negativos para vigas, y los puntos de interés (carga axial pura de tensión y compresión, momento y carga de la falla balanceada y el momento de fluencia) de los diagramas de interacción de las columnas, utilizando para ello el programa de computadora STRONG.
3. Para el cálculo de los diagramas de interacción de los muros (modeladas como "columnas anchas") se hizo uso de otro programa, conocido por WALLER. La fig 3.16 presenta uno de los diagramas de interacción calculados, correspondiente al muro (dirección X) del entrepiso PB-N1 del eje 1. En este diagrama se considera tanto el acero de los patines como el del alma.

Las figs 3.10 a 3.15 localizan las resistencias de las tablas 3.1 a 3.9 para vigas y columnas.

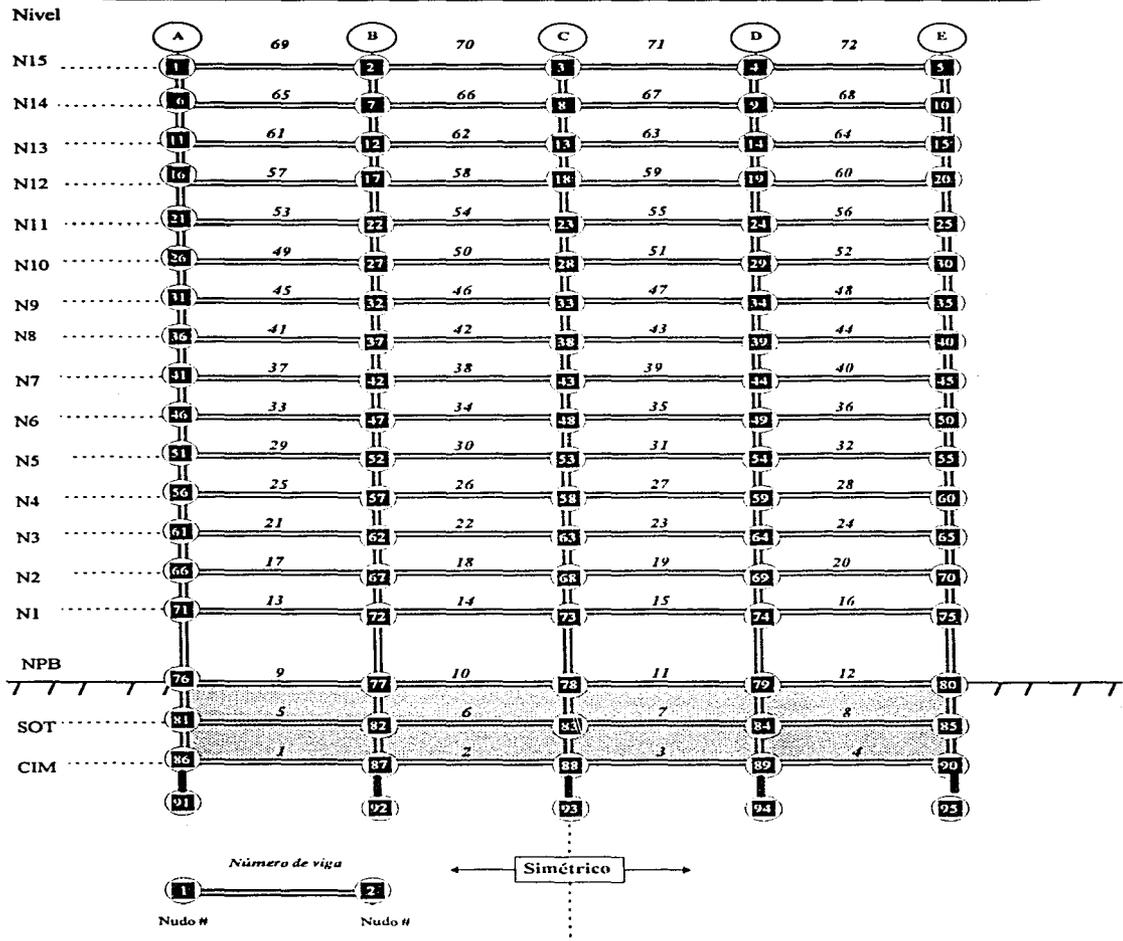


Fig 3.2.- Nudos y número de vigas del eje 2, casos A y B

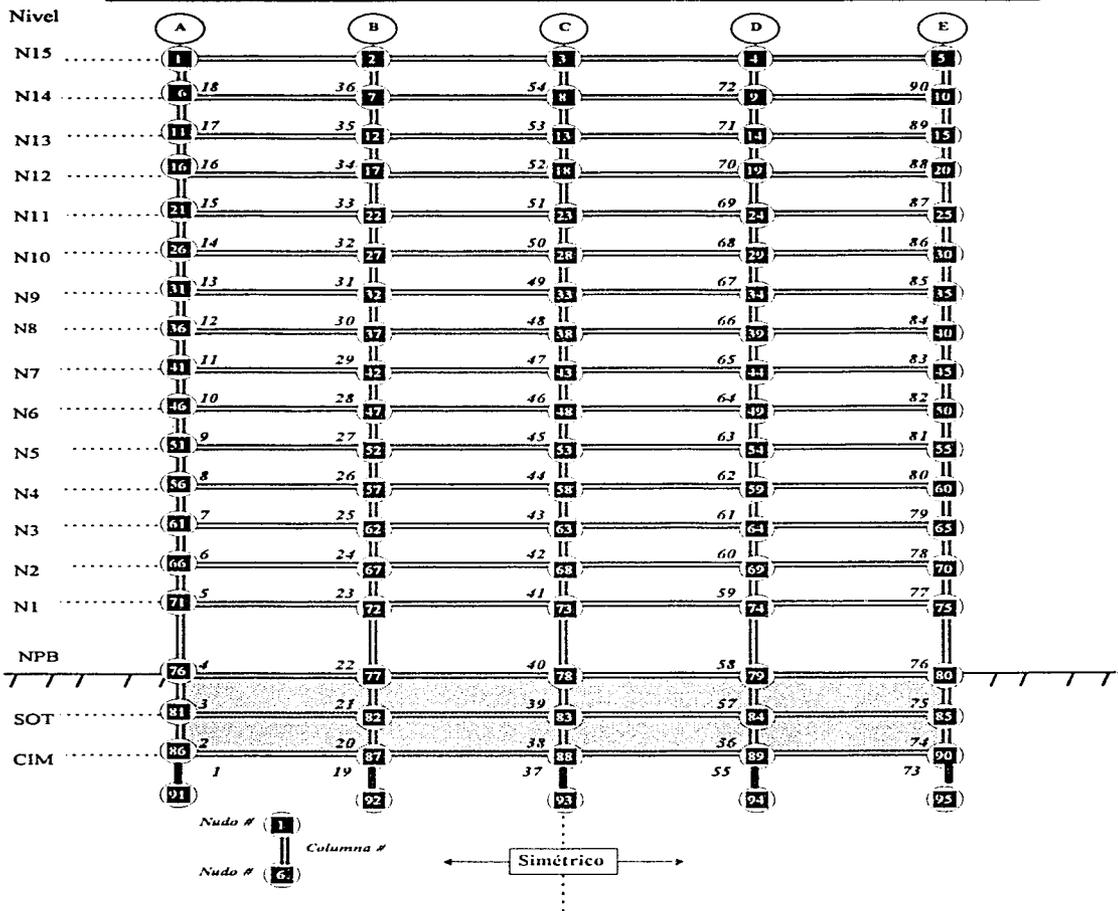


Fig 3.3.- Nudos y número de columnas del eje 2, casos A y B

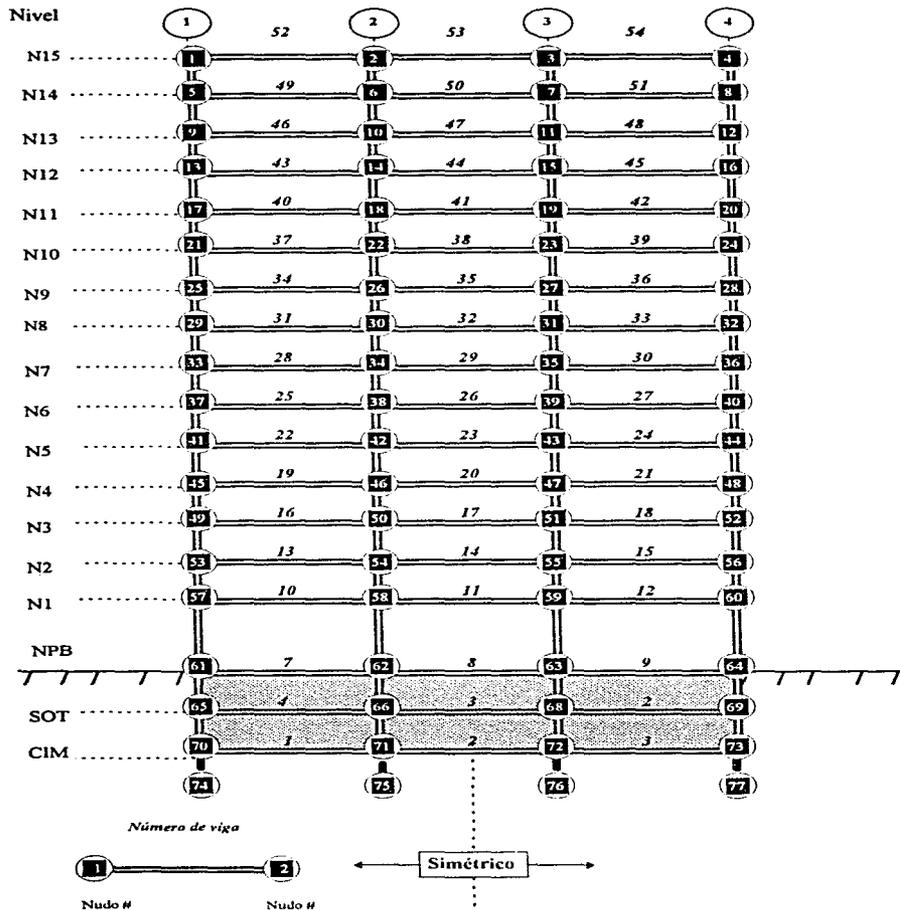


Fig 3.4.- Nudos y número de vigas del eje C, casos A y B

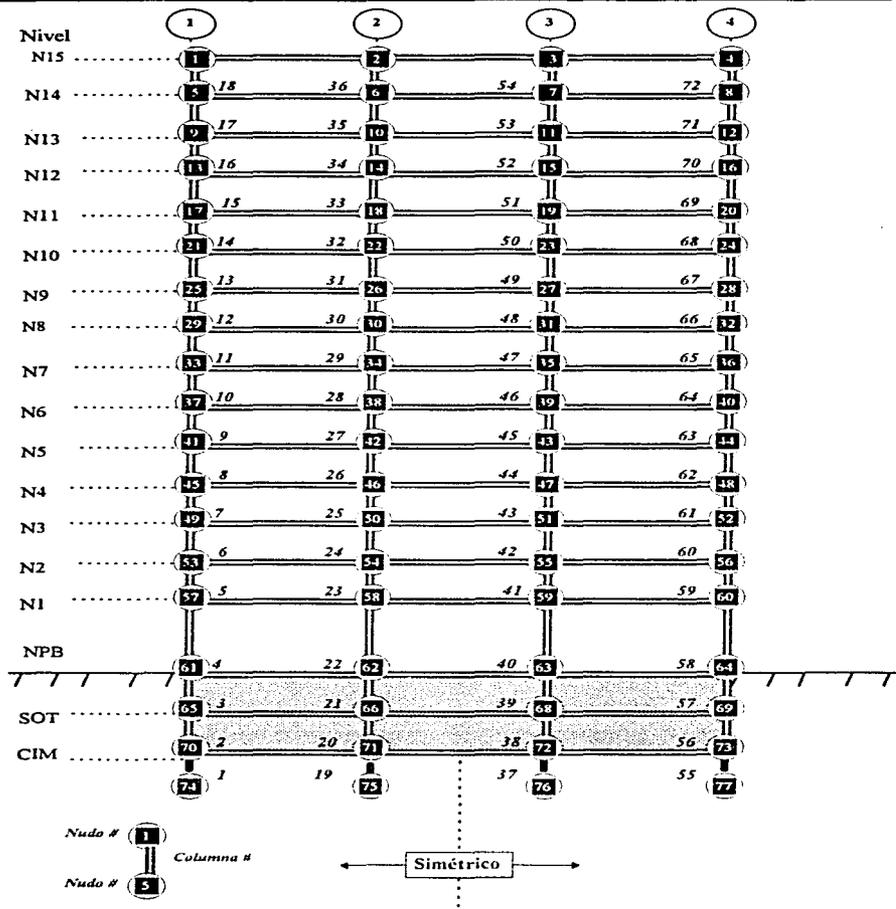


Fig 3.5.- Nudos y número de columnas del eje C, casos A y B

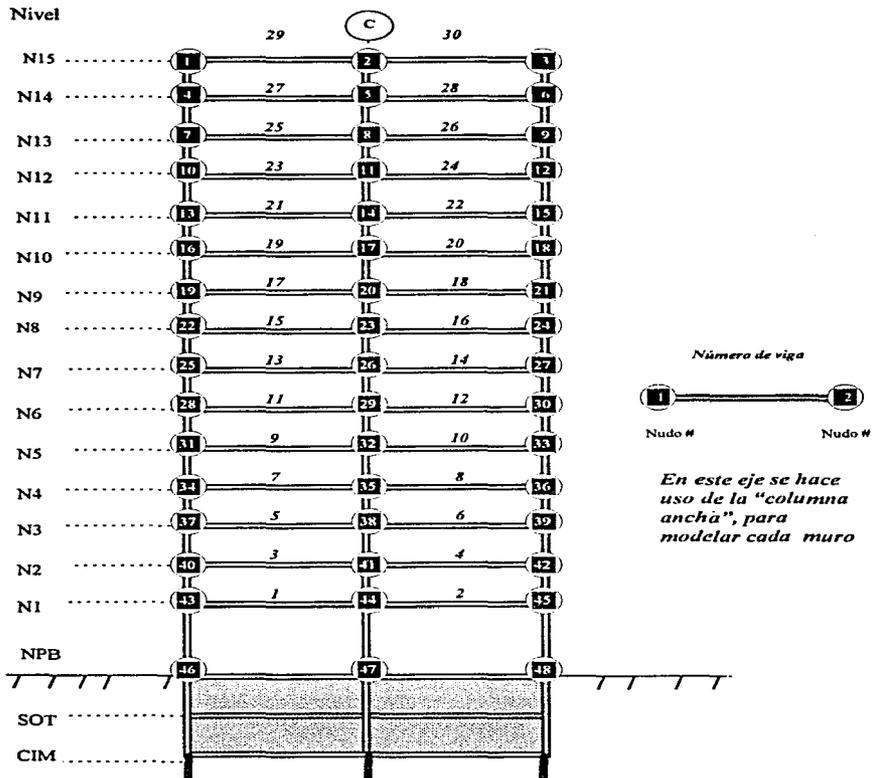


Fig 3.6.- Nudos y número de vigas del eje 1, caso B

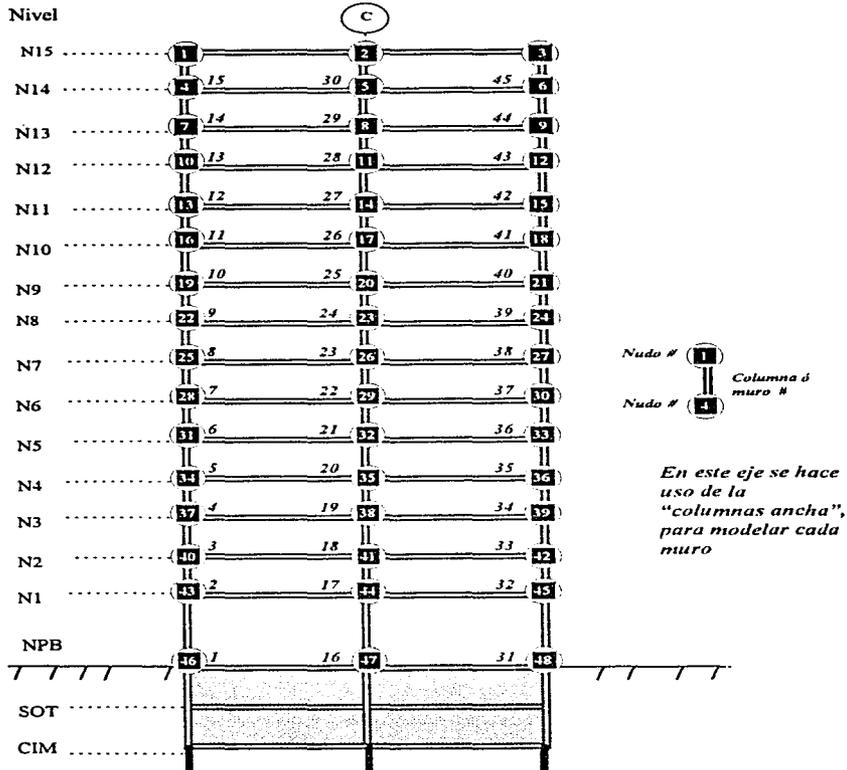


Fig 3.7.- Nudos número de columnas y muros del eje 1, caso B

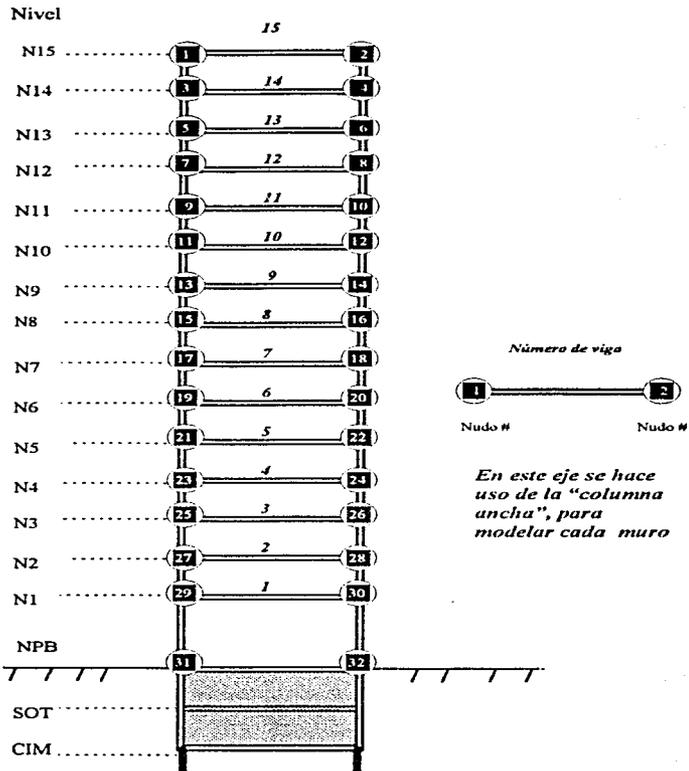


Fig 3.8.- Nudos y número de vigas del eje A, caso B

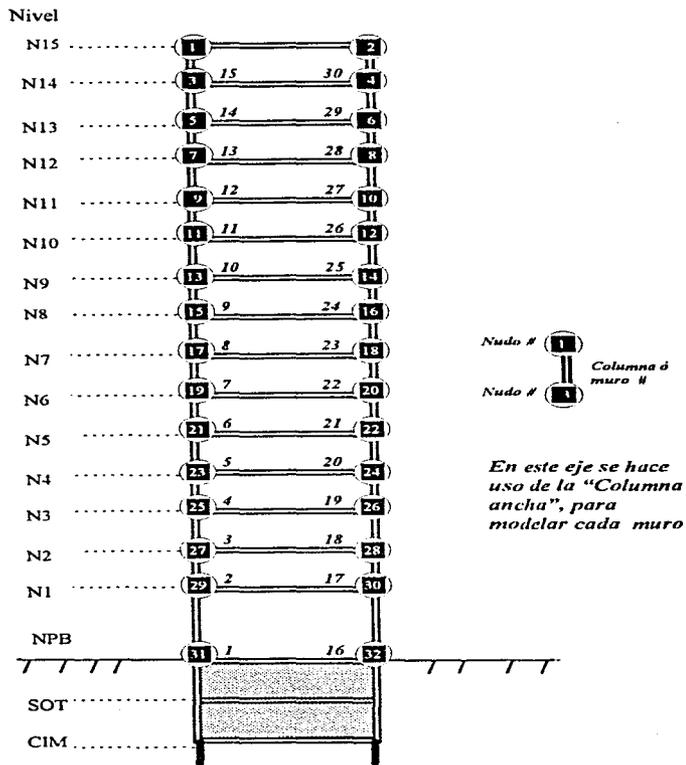


Fig 3.9.- Nudos y asignación de número de muros como columnas anchas del eje A, caso B

Tabla 3.1.- Resistencias de vigas de los ejes 2 y C, caso A

Resistencias					
EJE 2			EJE C		
Tipo	Mr ⁻ (t - m)	Mr ⁺ (t - m)	Tipo	Mr ⁻ (t - m)	Mr ⁺ (t - m)
1	85.16	85.16	1	66.02	66.02
2	107.58	86.21	2	86.06	67.19
3	129.88	86.80	3	79.95	66.91
4	118.79	86.54	4	115.87	68.06
5	151.96	87.18	5	105.99	67.84
6	140.94	87.00	6	136.17	68.41
7	130.04	97.69	7	126.52	87.59
8	162.91	87.31	8	154.42	79.37
9	152.04	108.89	9	155.08	117.08
10	140.12	107.64	10	170.00	98.86
11	189.16	109.49	11	170.85	136.27
12	172.18	129.87	12	204.05	99.72
13	194.00	109.65	13	184.39	149.99
14	183.43	130.17	14	211.61	118.34
15	183.46	141.21	15	205.45	15.610
16	208.45	110.02	16	22.191	118.48
17	209.46	151.42	17	212.13	171.15
18	189.90	166.38	18	236.00	137.07
19	219.94	130.89	19	235.70	190.41
20	220.43	162.47	20	246.26	137.14
21	209.50	170.78	21	239.41	188.26
22	228.96	151.65	22	236.42	150.53
23	228.91	171.00	23	239.36	201.58
24	209.50	170.87	24	262.35	157.31
25	248.30	151.81	25	239.35	201.67
26	228.86	190.28	26	222.51	177.86
27	248.23	162.66	27	999999	999999
28	228.86	190.28			
29	228.93	162.56			
30	209.49	162.33			
31	999999	999999			

Tabla 3.2.- Resistencias de columnas del eje 2, caso A

Resistencias						
Tipo	M _y ⁺ (t - m)	M _y ⁻ (t - m)	P _{yc} (t)	P _{yt} (t)	M _b / M _y ⁺	P _b / P _{yc}
1	137.933	-137.933	1576.809	-523.553	1.867	0.288
2	155.974	-155.974	1649.076	-598.147	1.751	0.272
3	85.685	-85.568	1401.584	-353.367	2.290	0.325
4	81.492	-81.492	1383.912	-331.234	2.382	0.331
5	95.64	-95.64	1687.400	-350.875	2.665	0.346
6	137.025	-137.025	1808.226	-475.527	2.223	0.322
7	159.418	-159.418	1880.054	-548.068	2.059	0.309
8	176.131	-176.131	2209.823	-563.462	2.258	0.321
9	199.128	-199.128	2281.507	-643.308	2.092	0.308
10	226.096	-226.096	2656.111	-671.229	2.279	0.323
11	999999	999999	999999	999999		

Tabla 3.3.- Resistencias de columnas del eje C, caso A

Resistencias						
Tipo	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
1	155.974	-155.974	1649.076	598.147	1.751	0.272
2	85.685	-85.685	1401.584	-353.367	2.290	0.323
3	81.49	-81.49	1383.912	-331.234	2.382	0.331
4	95.64	-95.64	1687.400	-350.875	2.665	0.346
5	137.025	-137.025	1808.226	-475.527	2.223	0.332
6	159.418	-159.418	1880.054	-548.068	2.059	0.309
7	176.151	-176.151	2209.823	-563.462	2.258	0.321
8	199.128	-199.128	2281.507	-643.308	2.092	0.308
9	226.096	-226.096	2656.111	-671.229	2.279	0.323
10	172.899	-172.899	2513.499	-510.831	2.694	0.344
11	999999	999999	999999	9999999		

Tabla 3.4.- Resistencias de vigas de los ejes 2 y C, caso B.

Resistencias					
EJE 2			EJE C		
Tipo	M_r^- (t - m)	M_r^+ (t - m)	Tipo	M_r^- (t - m)	M_r^+ (t - m)
1	39.14	21.15	1	56.06	31.04
2	33.48	20.42	2	39.14	21.15
3	26.95	13.82	3	67.96	34.59
4	44.94	27.89	4	44.31	27.86
5	44.67	21.60	5	50.47	28.13
6	47.42	28.00	6	56.06	31.04
7	50.47	28.13	7	60.88	33.91
8	55.84	28.29	8	999999	999999
9	47.25	24.52			
10	26.97	16.75			
11	999999	999999			

Tabla 3.5.- Resistencias de vigas de los ejes 1 y A, caso B

Resistencias					
EJE I			EJE A		
Tipo	M_r^- (t - m)	M_r^+ (t - m)	Tipo	M_r^- (t - m)	M_r^+ (t - m)
1	20.42	29.89	1	88.77	71.77
2	47.42	28.00	2	98.13	78.95
3	27.01	33.54	3	101.77	81.32
4	52.89	28.20	4	103.36	82.65
5	29.33	29.33	5	107.37	88.42
6	27.00	25.01	6	91.07	78.98
7	46.18	24.48	7	82.94	69.35
8	27.00	22.06	8	74.92	59.37
9	44.75	23.16	9	61.30	42.59
10	40.54	21.28	10	49.95	28.66
11	24.99	16.77			
12	37.43	20.92			
13	23.36	16.78			
14	33.42	16.76			
15	22.07	16.78			
16	26.97	16.78			
17	20.43	16.78			
18	23.36	16.78			

Tabla 3.6.- Resistencias de columnas del eje 2, caso B

Tipo	Resistencias					
	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
1	45.4904	-45.4904	921.1928	229.7937	2.292	0.322
2	103.4441	-103.4441	1190.6016	491.0668	1.587	0.2419
3	71.43	-71.43	1024.1182	328.6157	1.903	0.2897
4	57.01	-57.01	967.5075	274.4112	2.081	0.3067
5	62.83	-62.83	1087.9815	281.8689	2.232	0.3191
6	105.9082	-105.9082	1273.7976	467.9831	1.730	0.268
7	121.3209	-121.3209	1367.3631	556.0943	1.602	0.245
8	66.45	-66.45	1113.3239	314.9206	2.089	0.308
9	133.9472	-133.9472	1495.7858	568.0860	1.685	0.260
10	178.1979	-178.1979	1707.0251	767.5400	1.507	0.228
11	73.21	-73.21	1242.6506	323.4939	2.230	0.320
12	228.9917	-228.9917	1903.9708	958.8241	1.411	0.207
13	248.1516	-248.1516	2024.9979	1071.2996	1.371	0.196
14	85.45	-85.45	1273.8676	344.5866	2.165	0.315
15	270.4923	-270.4923	2161.0468	1081.5577	1.416	0.208
16	92.5256	-92.5256	1412.3482	355.8499	2.286	0.324
17	135.14	-135.14	1576.4822	530.9422	1.841	0.283
18	161.0094	-161.0094	1690.2939	635.7499	1.698	0.263
19	999999	999999	999999	999999		

Tabla 3.7.- Resistencias de columnas del eje C, caso B

Tipo	Resistencias					
	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
1	45.4904	-45.4904	921.1928	229.7937	2.292	0.3224
2	71.4385	-71.4385	1024.1182	328.6157	1.9029	0.2897
3	57.0183	-57.0183	967.5075	274.4112	2.0814	0.3067
4	62.8332	-62.8332	1087.9815	281.8689	2.2319	0.3191
5	66.4560	-66.4560	1113.3239	314.9206	2.089	0.3080
6	73.2135	-73.2135	1242.6506	323.4939	2.230	0.3201
7	85.4506	-85.4506	1273.8676	344.5866	2.1649	0.3151
8	92.5256	-92.5256	1412.3482	355.8499	2.285	0.3239
9	135.1402	-135.1402	1576.4822	530.9422	1.8412	0.2833
10	161.0094	-161.0094	1690.2936	635.7499	1.6981	0.2626
11	999999	999999	999999	999999		

Tabla 3.8.- Resistencias de muros (columnas anchas) y columnas del eje 1, caso B

Resistencias de muros						
Tipo	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
1	4000.00	-4000.00	7138.00	743.20	2.781	0.362
2	7125.00	-7125.00	9125.00	1391.3	2.123	0.329
3	11300.00	-11300.00	11500.00	2412.6	1.903	0.293
4	12500.00	-12500.00	13000.00	2657.5	1.980	0.308
Resistencias de columnas						
Tipo	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
5	59.85	-59.85	993.11	305.62	1.954	0.294
6	45.49	-45.49	921.19	229.79	2.292	0.322
7	57.02	-57.02	967.51	274.41	2.081	0.307
8	62.83	-62.83	1087.98	281.87	2.232	0.319
9	66.46	-66.46	1113.32	314.92	0.308	2.089
10	73.21	-73.21	1242.65	323.49	2.230	0.320
11	85.45	-85.45	1273.87	344.58	2.165	0.315
12	92.53	-92.53	1412.35	353.85	2.285	0.324

Tabla 3.9.- Resistencias de muros (columnas anchas) del eje A, caso B

Resistencias						
Tipo	M_y^+ (t - m)	M_y^- (t - m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	M_b / M_y^+	P_b / P_{yc}
1	2157.89	-2157.89	3973.68	631.58	2.854	0.300
2	4259.26	-4259.26	7750.00	1370.37	2.009	0.272
3	7500.00	-7500.00	10000.00	2409.09	1.667	0.336
4	8750.00	-8750.00	11500.00	2750.00	1.600	0.239

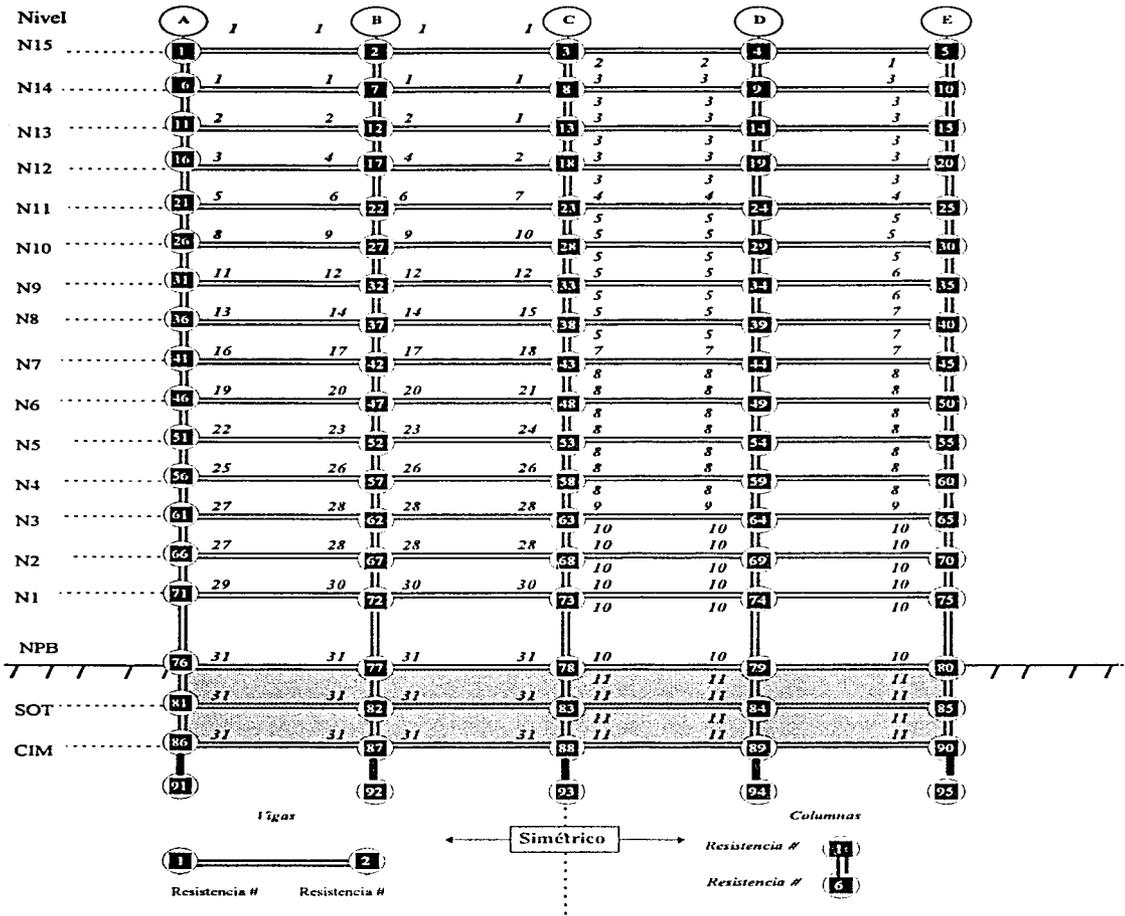


Fig 3.10.- Resistencias de vigas y columnas del eje 2, caso A

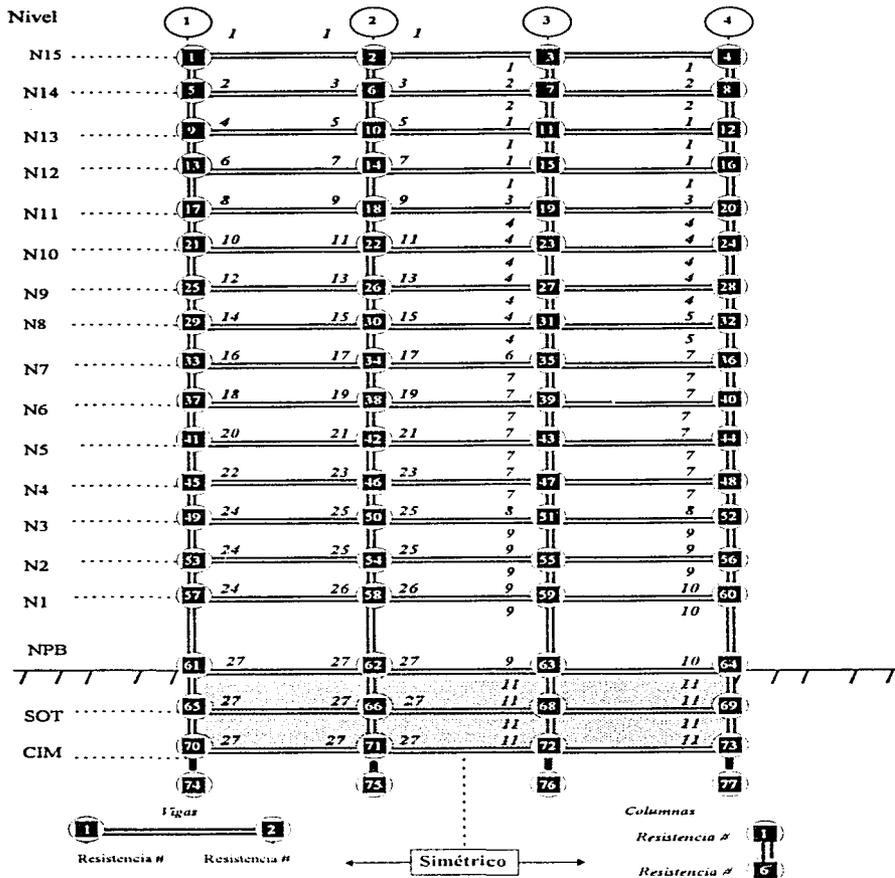


Fig 3.11.- Resistencias de vigas y columnas del eje C, caso A

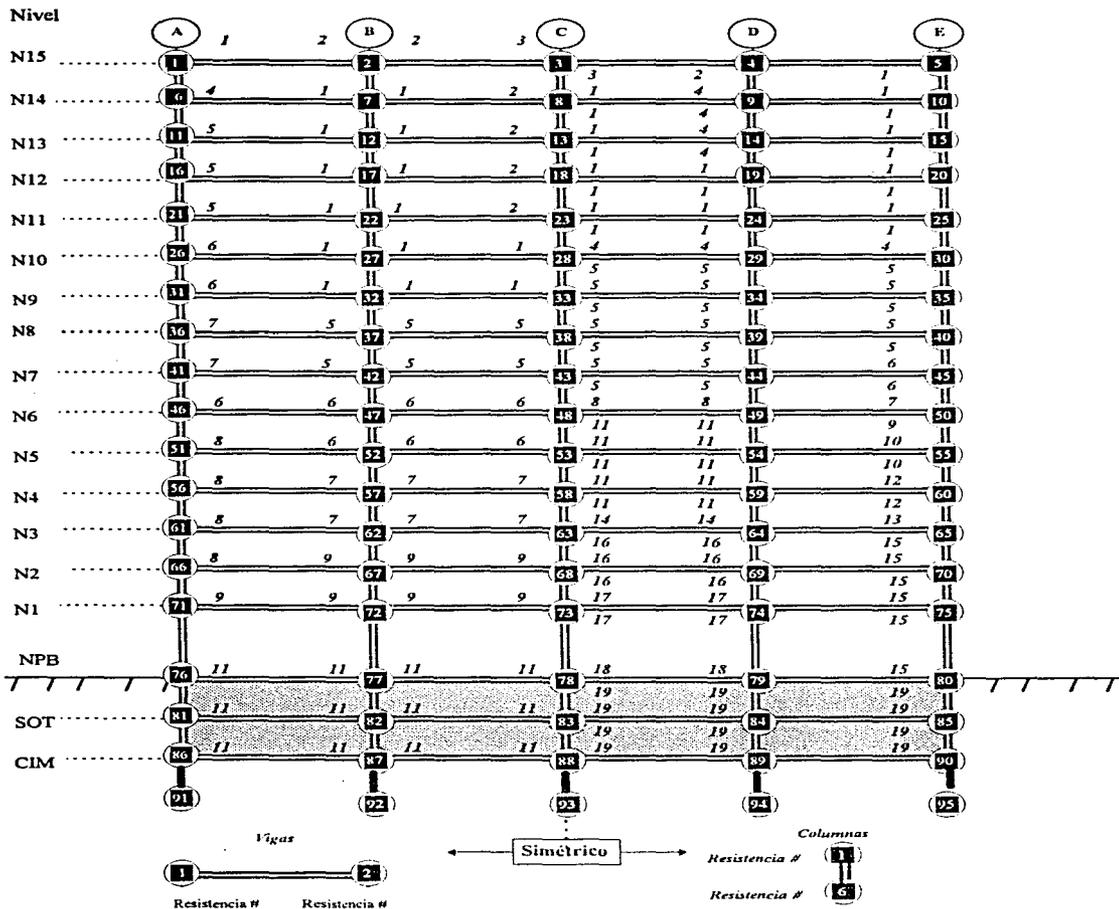


Fig 3.12.- Resistencias de vigas y columnas del eje 2, caso B

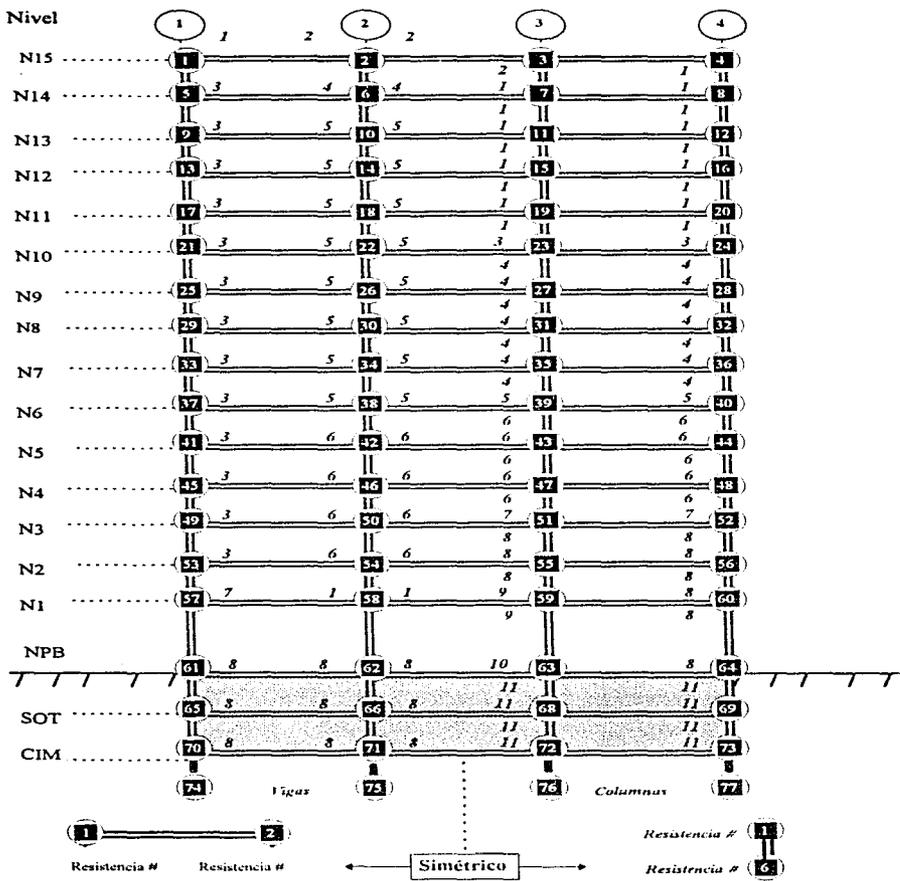


Fig 3.13.- Resistencias de vigas y columnas del eje C, caso B

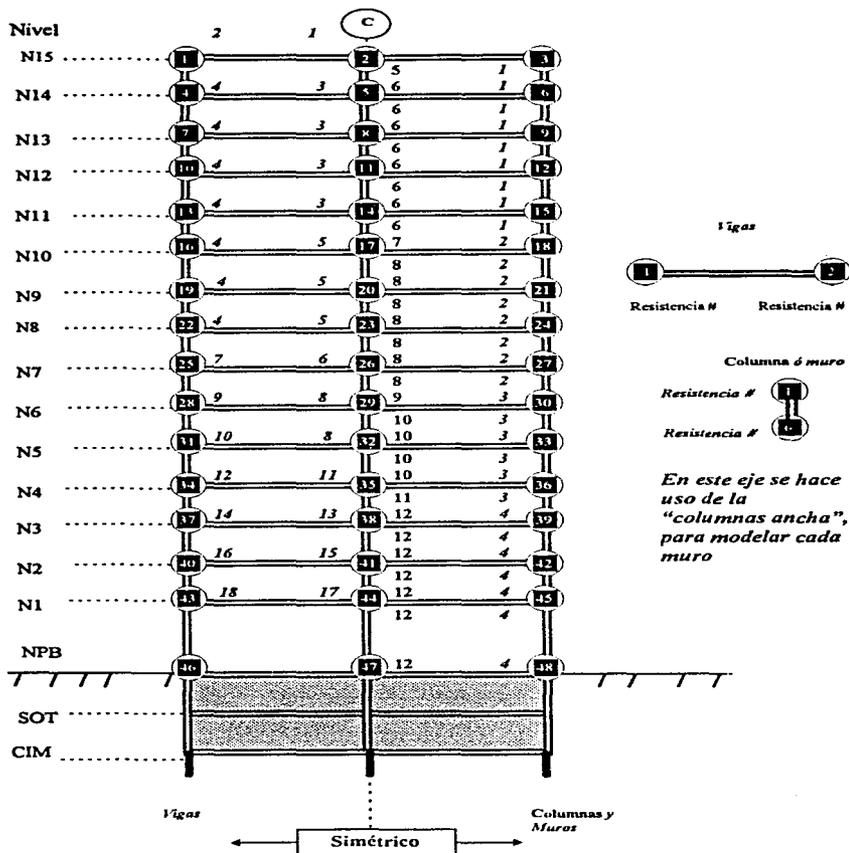


Fig 3.14.- Resistencias de vigas, columnas y muros (columnas anchas) del eje 1, caso B

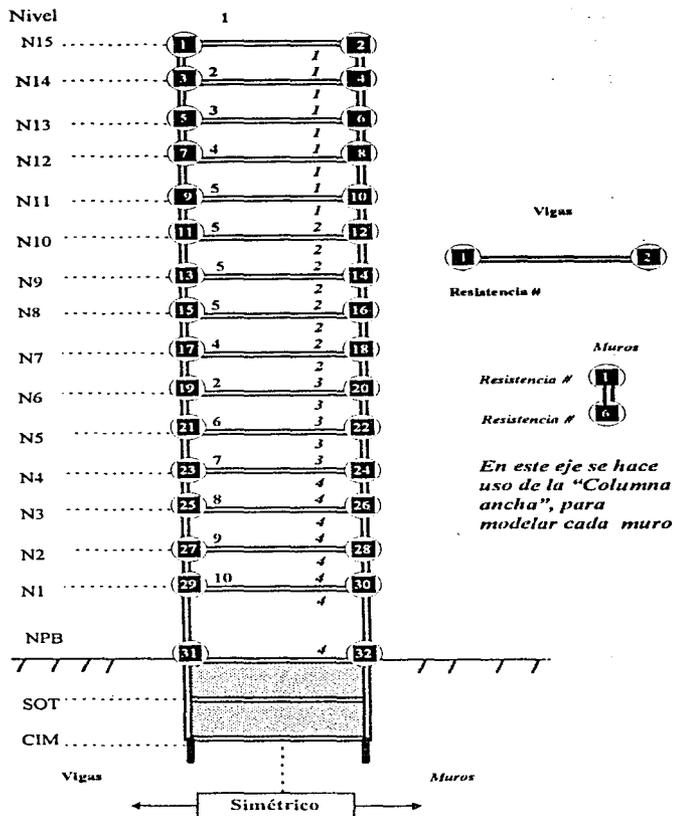


Fig 3.15.- Resistencias de vigas y muros (columnas anchas) del eje A, caso B

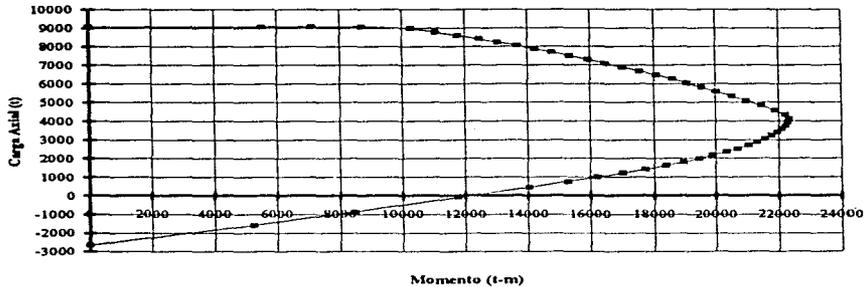


Fig 3.16.- Diagrama de interacción para el muro del entrepiso PB-N1, cje 1, caso B

3.2.2 Pruebas de calibración

A fin de que los ejes analizados con el DRAIN-2D representaran adecuadamente la respuesta tridimensional del edificio, se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

- 1) Se obligó a que los tres primeros periodos de vibración del eje plano correspondieran con los periodos dominantes del edificio, ambos en la misma dirección. Para lograr lo anterior, fue necesario calcular las masas correspondientes de cada eje, dada una rigidez lateral, a saber: se modeló en el plano a cada eje en el ETABS (ETABS plano), al igual que en el DRAIN, de tal forma que coincidieran los periodos de vibración del modelo plano con los del tridimensional, para la misma dirección. La tabla 3.10 presenta y compara los periodos de vibración de los modelos tridimensional y plano, para cada uno de los ejes de los casos A y B.

Tabla 3.10.- Comparación de los tres primeros periodos de vibración (segundos) para los modelos ETABS-tridimensional y ETABS-plano de los ejes de los casos A y B.

EJE 2, CASO A		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	1.382	1.382
T ₂	0.468	0.469
T ₃	0.269	0.269
EJE C, CASO A		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	1.455	1.454
T ₂	0.479	0.484
T ₃	0.265	0.267
EJE 1, CASO B		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	0.984	0.906
T ₂	0.230	0.193
T ₃	0.106	0.086
EJE 2, CASO B		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	0.984	1.005
T ₂	0.230	0.335
T ₃	0.106	0.189
EJE A, CASO B		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	1.250	1.246
T ₂	0.322	0.286
T ₃	0.153	0.127
EJE C, CASO B		
Periodo de vibración	ETABS (Tridimensional)	ETABS (Plano)
T ₁	1.250	1.250
T ₂	0.322	0.421
T ₃	0.153	0.238

- 2) Después de un análisis sísmico dinámico y estático, se verificó que los desplazamientos laterales coincidieran en el modelo ETABS tridimensional, ETABS plano y DRAIN. La obtención de las fuerzas laterales estáticas se hizo sumando los cortantes de columnas de cada entrepiso del eje de interés, de acuerdo a los resultados del análisis tridimensional; posteriormente, ya con el cortante total por entrepiso se obtuvo la fuerza sísmica de cada nivel. Para los ejes 1 y A, caso B, las fuerzas laterales que se aplicaron fueron directamente las del análisis estático tridimensional. Las tablas 3.11 a 3.16 presentan las comparaciones de desplazamientos obtenidas entre los diferentes modelos. Obsérvese, que los desplazamientos dinámicos del modelo ETABS-tridimensional y ETABS-plano son prácticamente iguales, al igual que los desplazamientos del ETABS plano estático y DRAIN.

Tabla 3.11.- Comparación de desplazamientos horizontales para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje 2, caso A

NIVEL	Desplazamientos laterales (cm)			
	ETABS Tridim. dinámico	ETABS Plano dinámico	ETABS Plano estático	DRAIN estático
N15	8.46	8.45	8.68	8.57
N14	8.28	8.27	8.49	8.41
N13	8.01	8.00	8.20	8.15
N12	7.65	7.64	7.82	7.80
N11	7.21	7.20	7.36	7.36
N10	6.73	6.71	6.83	6.88
N9	6.18	6.16	6.28	6.34
N8	5.58	5.55	5.65	5.74
N7	4.92	4.88	4.97	5.09
N6	4.26	4.22	4.29	4.44
N5	3.57	3.52	3.58	3.75
N4	2.85	2.79	2.84	3.04
N3	2.12	2.05	2.08	2.31
N2	1.42	1.34	1.36	1.60
N1	0.73	0.66	0.67	0.91
NPB	0.03	0.00	0.00	0.14

Tabla 3.12.- Comparación de desplazamientos horizontales para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje C, caso A

NIVEL	Desplazamientos laterales (cm)			
	ETABS Tridim. dinámico	ETABS Plano dinámico	ETABS Plano estático	DRAIN estático
N15	9.81	9.79	9.68	9.06
N14	9.44	9.42	9.31	8.76
N13	8.98	8.96	8.85	8.37
N12	8.44	8.42	8.30	7.89
N11	7.83	7.79	7.67	7.35
N10	7.20	7.15	7.03	6.78
N9	6.51	6.46	6.34	6.16
N8	5.78	5.72	5.61	5.51
N7	5.03	4.95	4.86	4.82
N6	4.30	4.21	4.13	4.15
N5	3.55	3.46	3.39	3.47
N4	2.81	2.70	2.65	2.79
N3	2.07	1.96	1.92	2.10
N2	1.39	1.27	1.25	1.46
N1	0.74	0.63	0.61	0.84
NPB	0.00	0.00	0.00	0.14

Tabla 3.13.- Comparación de desplazamientos horizontales para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje 1, caso B

Desplazamientos laterales (cm)				
NIVEL	ETABS Tridim. <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>estático</i>	DRAIN <i>estático</i>
<i>N15</i>	4.31	4.20	20.92	20.43
<i>N14</i>	3.97	3.84	19.16	18.66
<i>N13</i>	3.62	3.47	17.37	16.87
<i>N12</i>	3.26	3.10	15.57	15.08
<i>N11</i>	2.90	2.73	13.76	13.30
<i>N10</i>	2.53	2.37	11.98	11.54
<i>N9</i>	2.18	2.02	10.25	9.83
<i>N8</i>	1.83	1.68	8.57	8.19
<i>N7</i>	1.49	1.36	6.97	6.63
<i>N6</i>	1.18	1.06	5.47	5.18
<i>N5</i>	0.89	0.80	4.12	3.87
<i>N4</i>	0.63	0.56	2.91	2.71
<i>N3</i>	0.41	0.36	1.88	1.72
<i>N2</i>	0.23	0.20	1.05	0.94
<i>N1</i>	0.09	0.08	0.44	0.07
<i>NPB</i>	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 3.14.- Comparación de desplazamientos horizontales para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje 2, caso B

Desplazamientos laterales (cm)				
NIVEL	ETABS Tridim. <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>estático</i>	DRAIN <i>estático</i>
<i>N15</i>	4.91	4.45	8.24	7.63
<i>N14</i>	4.53	4.36	7.62	7.08
<i>N13</i>	4.14	4.24	6.98	6.50
<i>N12</i>	3.75	4.07	6.32	5.91
<i>N11</i>	3.35	3.85	5.66	5.30
<i>N10</i>	2.95	3.60	4.99	4.68
<i>N9</i>	2.56	3.31	4.32	4.07
<i>N8</i>	2.18	2.99	3.67	3.47
<i>N7</i>	1.81	2.64	3.04	2.88
<i>N6</i>	1.45	2.26	2.43	2.32
<i>N5</i>	1.13	1.87	1.87	1.79
<i>N4</i>	0.83	1.47	1.35	1.30
<i>N3</i>	0.57	1.06	0.89	0.87
<i>N2</i>	0.35	0.66	0.51	0.50
<i>N1</i>	0.17	0.30	0.21	0.21
<i>NPB</i>	0.02	0.00	0.0	0.0

Tabla 3.15.- Comparación de desplazamientos para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje A, caso B

Desplazamientos laterales (cm)				
NIVEL	ETABS Tridim. <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>estático</i>	DRAIN <i>estático</i>
N15	7.02	8.32	36.87	35.62
N14	6.52	7.66	33.92	32.66
N13	6.01	6.98	30.92	29.67
N12	5.47	6.30	27.87	26.66
N11	4.92	5.60	24.79	23.64
N10	4.35	4.90	21.70	20.63
N9	3.78	4.21	18.66	17.66
N8	3.21	3.53	15.69	14.77
N7	2.66	2.88	12.82	12.01
N6	2.12	2.27	10.10	9.41
N5	1.63	1.71	7.63	7.04
N4	1.17	1.21	5.40	4.92
N3	0.76	0.78	3.48	3.12
N2	0.43	0.43	1.94	1.68
N1	0.17	0.17	0.79	0.64
NPB	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 3.16.- Comparación de desplazamientos horizontales para los modelos ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN del eje C, caso B

Desplazamientos laterales (cm)				
NIVEL	ETABS Tridim. <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>dinámico</i>	ETABS Plano <i>estático</i>	DRAIN <i>estático</i>
N15	7.77	6.97	12.57	12.15
N14	7.24	6.82	11.74	11.36
N13	6.69	6.60	10.86	10.53
N12	6.12	6.31	9.95	9.66
N11	5.53	5.95	9.00	8.75
N10	4.92	5.53	8.03	7.81
N9	4.31	5.08	7.04	6.86
N8	3.70	4.58	6.05	5.91
N7	3.10	4.04	5.06	4.96
N6	2.52	3.46	4.10	4.03
N5	1.97	2.87	3.19	3.15
N4	1.47	2.27	2.33	2.32
N3	1.01	1.65	1.55	1.56
N2	0.62	1.06	0.89	0.92
N1	0.30	0.50	0.36	0.40
NPB	0.05	0.00	0.00	0.03

3) Se comprobó, con base en varias pruebas, que los elementos mecánicos por carga vertical (cargas muertas y vivas) y por carga lateral (análisis estático y dinámico) coincidieran para los modelos: ETABS-tridimensional, ETABS-plano y DRAIN.

Por tanto, hechas estas calibraciones se tuvo la confianza de estar representando adecuadamente al comportamiento estructural tridimensional mediante los diferentes ejes utilizados, ambos casos A y B.

3.3 Respuestas dinámicas inelásticas

Se presentan enseguida las respuestas de los análisis sísmicos inelásticos paso a paso, según el programa DRAIN-2D, para cada uno de los ejes planos descritos anteriormente.

3.3.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 3.17 a 3.22 muestran las envolventes de los desplazamientos laterales para cada uno de los ejes en estudio, ambos casos A y B. Se hace una comparación de los resultados elásticos e inelásticos (DRAIN) contra los del análisis dinámico modal espectral (ETABS). Los resultados elásticos con el DRAIN se obtuvieron dando resistencias muy grandes a los miembros estructurales.

Los desplazamientos de diseño (ETABS dinámico) tienden a ser mayores que los del comportamiento inelástico (DRAIN) y éstos superiores a los elásticos; lo anterior se observa sobre todo en los niveles superiores. En los ejes 1 y A, caso B (figs 3.19 y 3.21) el patrón de comportamiento es similar a la envolvente de los ejes 2 y C del mismo caso, e incluso de los ejes del caso A, debido a la presencia dominante de los muros de dicho caso B. Para los ejes 1 y 2 (dirección larga) del caso B, los desplazamientos de DRAIN elástico son prácticamente iguales a los del DRAIN inelástico, lo que demuestra el poco excursionamiento en el rango no lineal. En ambos casos A y B, los ejes de dirección larga son los que presentan mayores desplazamientos.

Las figs 3.23 a 3.28 presentan y comparan ahora las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico, ambos casos A y B; todas las gráficas están a la misma escala, para fines comparativos. El eje 2 (dirección larga), caso A, presenta mayor comportamiento inelástico principalmente en el intervalo de tiempo de los 25 y 32 segundos; se verifica que la respuesta inelástica tiende a presentar respuestas mayores. Los ejes de la dirección corta, caso B, son los que presentan comportamiento inelástico; en la dirección larga se tienen

deformaciones inelásticas muy pequeñas, teniéndose respuestas prácticamente iguales al comportamiento elástico.

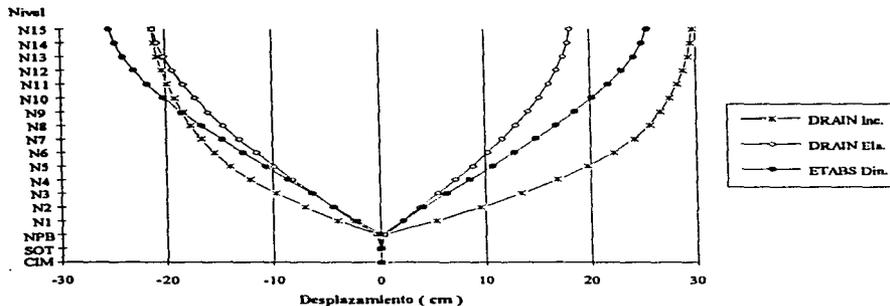


Fig 3.17.- Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso A

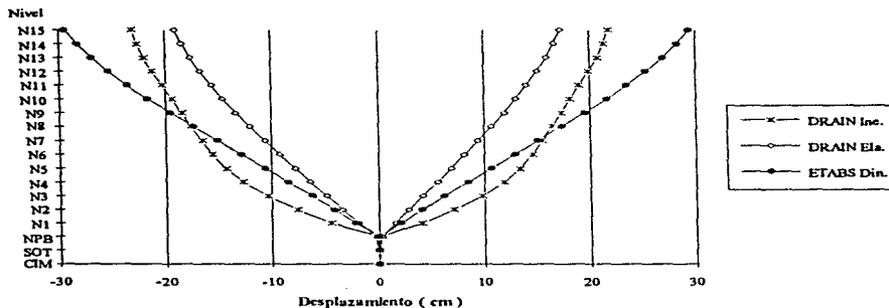


Fig 3.18.- Desplazamientos horizontales máximos del eje C, caso A

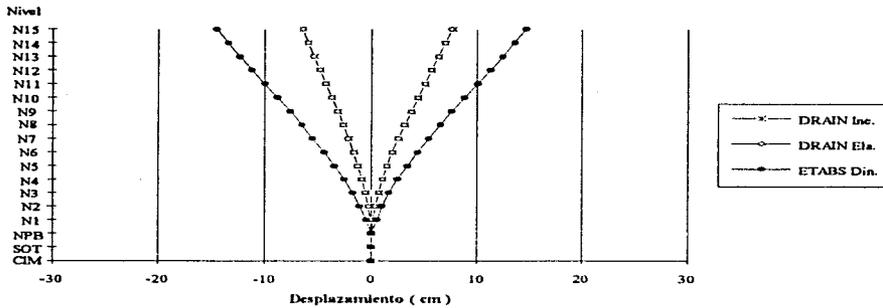


Fig 3.19.- Desplazamientos horizontales máximos del eje 1, caso B

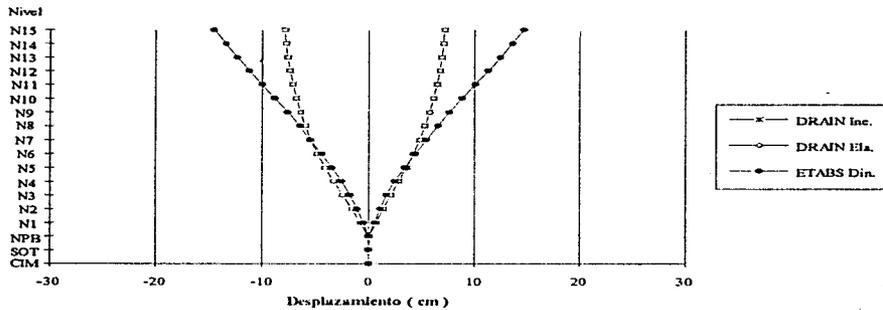


Fig 3.20.- Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso B

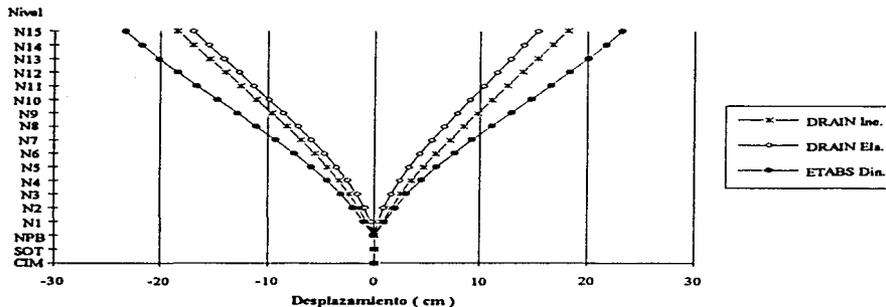


Fig 3.21.- Desplazamientos horizontales máximos del eje A, caso B

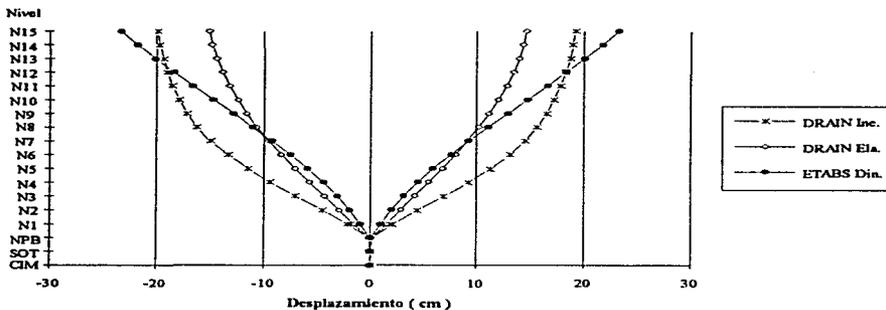


Fig 3.22.- Desplazamientos horizontales máximos del eje C, caso B

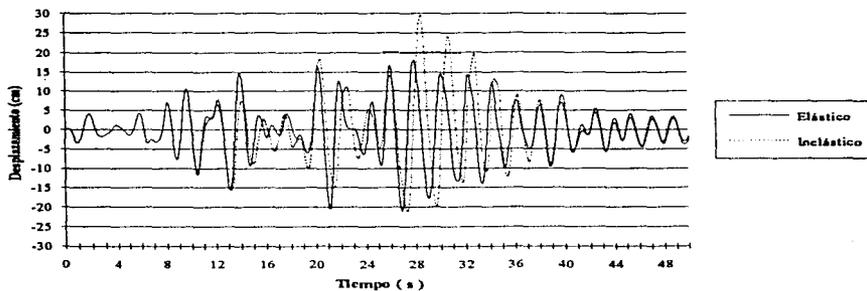


Fig 3.23.- Historias de desplazamientos de azotea, eje 2, caso A

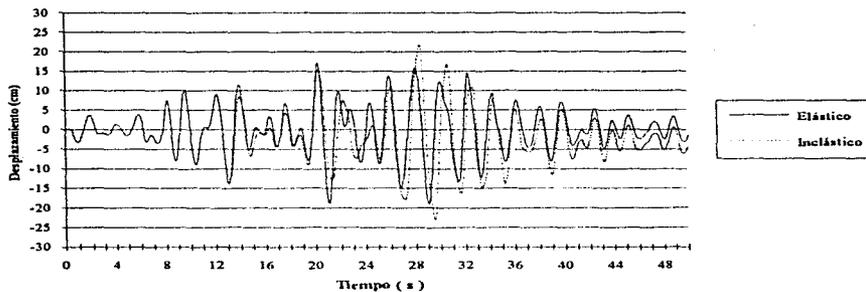


Fig 3.24.- Historias de desplazamientos de azotea, eje C, caso A

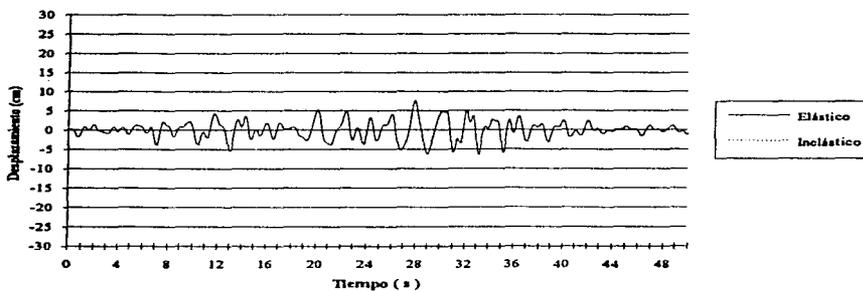


Fig 3.25.- Historias de desplazamientos de azotea, eje 1, caso B

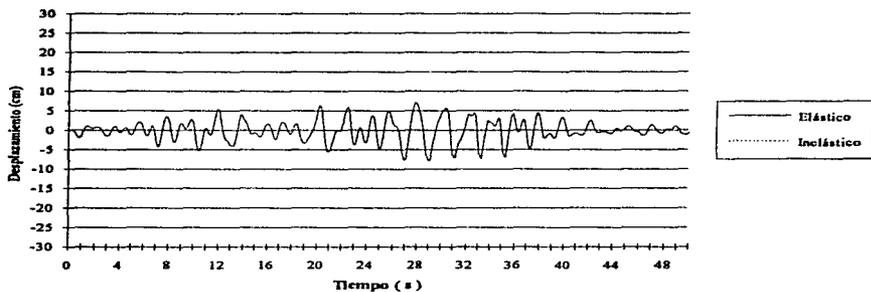


Fig 3.26.- Historias de desplazamientos de azotea, eje 2, caso B

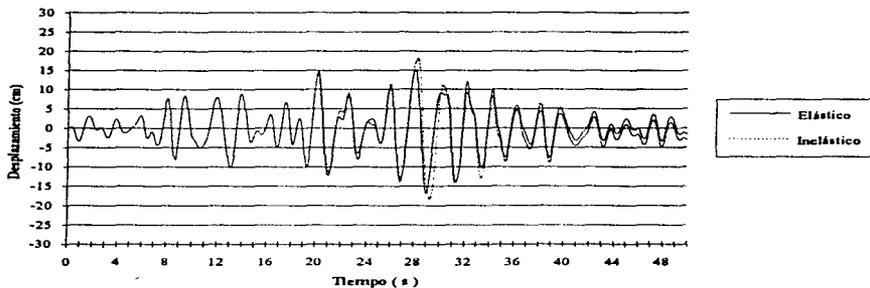


Fig 3.27.- Historias de desplazamientos de azotea, eje A, caso B

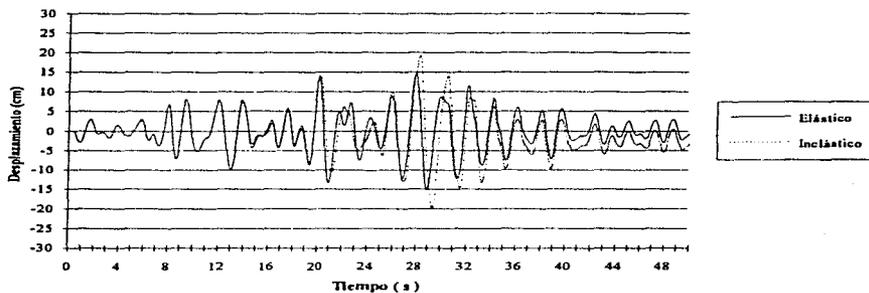


Fig 3.28.- Historias de desplazamientos de azotea, eje C, caso B

3.3.2 Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h

Las figs 3.29 a 3.34 presentan las relaciones Δ_n / h , calculadas a partir de los valores máximos absolutos de los desplazamientos laterales del análisis paso a paso elásticos e inelásticos; se muestran, también, las respuestas Δ_n / h , de los análisis dinámicos modales espectrales, con el ETABS, para fines comparativos. Se trata de observar qué pasa con cada eje, con respecto del valor permisible de diseño de 0.006.

En los ejes del caso A (sin muros) las relaciones Δ_n / h , del diseño (ETABS) y las del DRAIN elástico se encuentran dentro de lo permisible del diseño; cuando hay comportamiento inelástico, la estructura presenta valores mayores, lo cual es más acentuado para el eje 2, dirección larga.

Para el caso B, ejes 1 y A (figs 3.30 y 3.32), se nota la influencia de la rigidez de los muros, con respecto de los ejes interiores 2 y C (figs 3.31 y 3.33). El patrón de comportamiento de las gráficas de los ejes 1 y A es diferente a la de los ejes 2 y C, debido a la presencia de los muros. Para los ejes 1 y 2 no hay diferencias entre las respuestas elásticas e inelásticas, mientras que en los ejes A y C (ejes cortos) resulta mayor la respuesta inelástica.

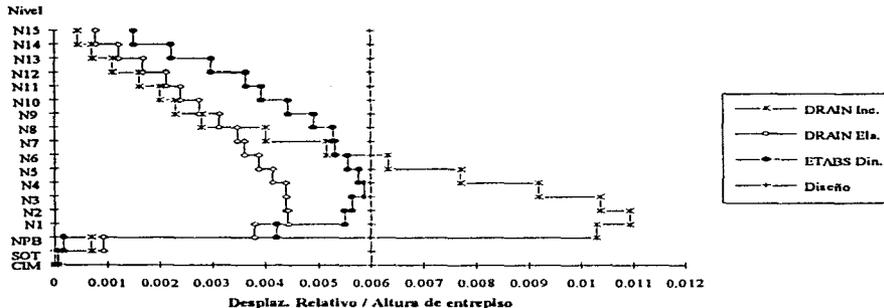


Fig 3.29.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 2, caso A

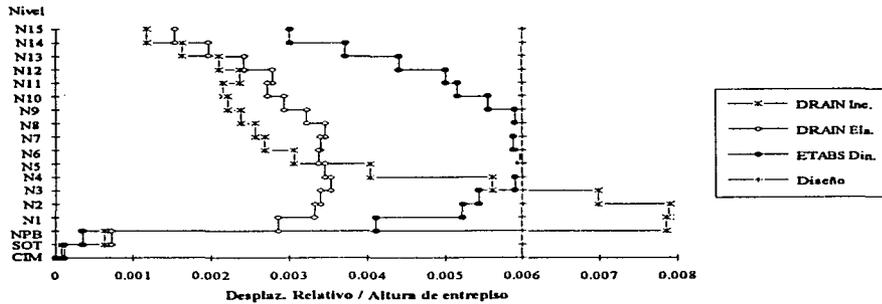


Fig 3.30.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje C, caso A

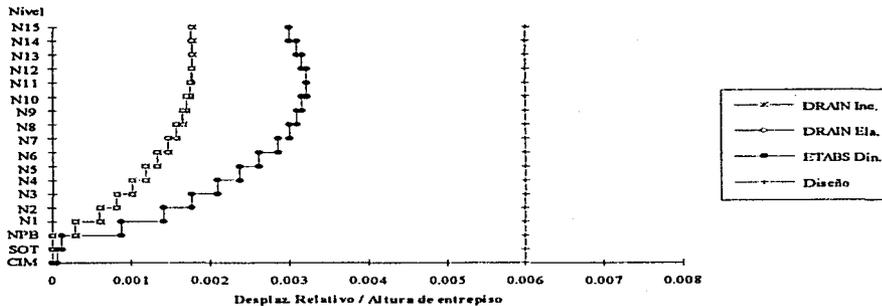


Fig 3.31.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 1, caso B

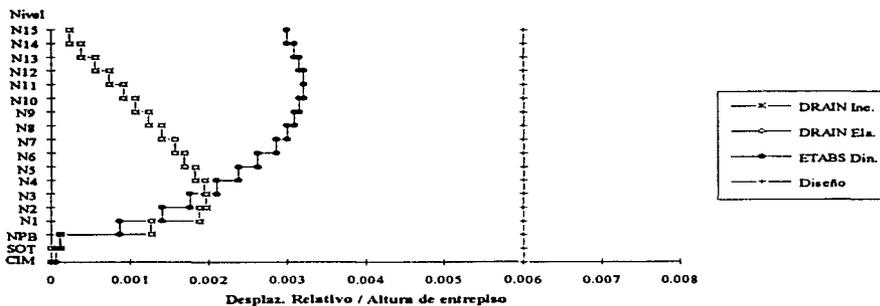


Fig 3.32.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 2, caso B

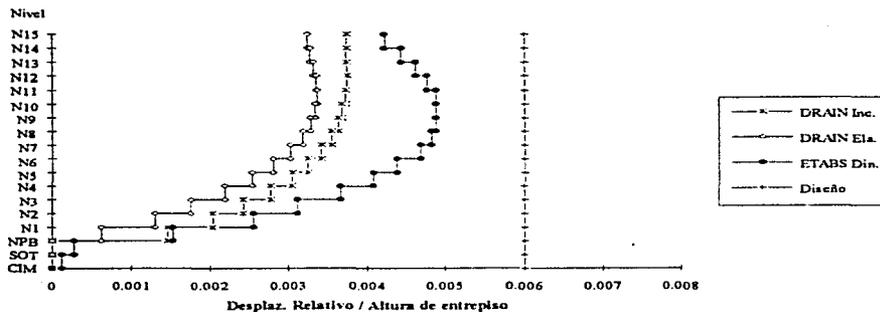


Fig 3.33.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje A, caso B

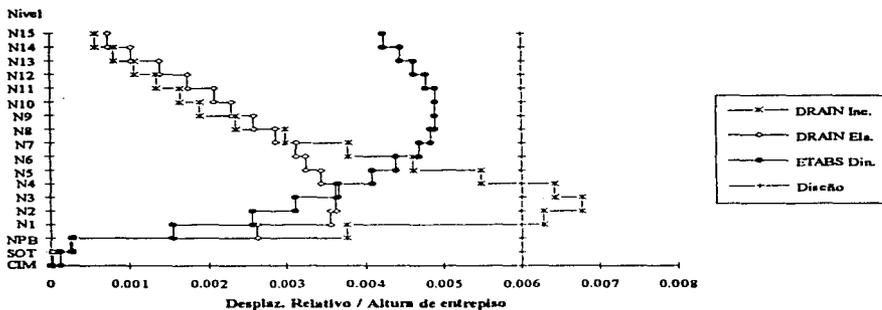


Fig 3.34.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje C, caso B

3.3.3 Historias de coeficientes sísmicos

Los coeficientes sísmicos son el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en todas las columnas de planta baja, registradas en un tiempo t_i , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

Las figs 3.35 a 3.40 comparan las historias de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos, de los ejes de interés, casos A y B.

El eje 2 (caso A) presenta valores ligeramente mayores de coeficientes sísmicos que los del eje C; en el eje 2 se tienen diferencias más acentuadas entre el análisis inelástico y elástico.

Para los ejes del caso B, las diferencias entre el análisis elástico e inelástico son casi despreciables, debido al poco o nulo excursionamiento en el rango no lineal de cada eje estructural. Los coeficientes sísmicos son muy similares para los ejes largos y cortos.

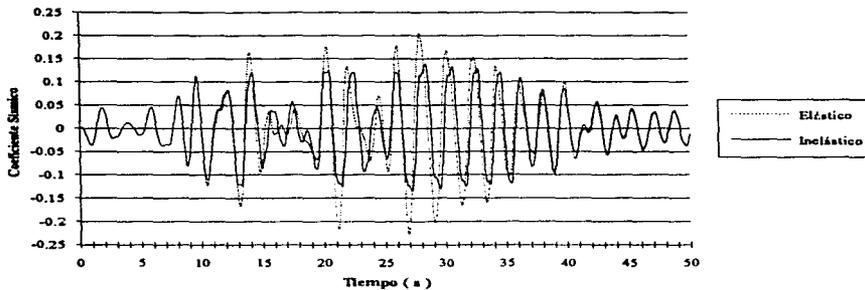


Fig 3.35.- Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, caso A

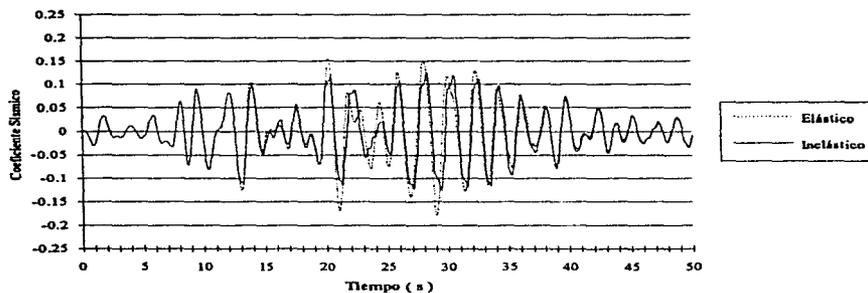


Fig 3.36.- Historias de coeficientes sísmicos, eje C, caso A

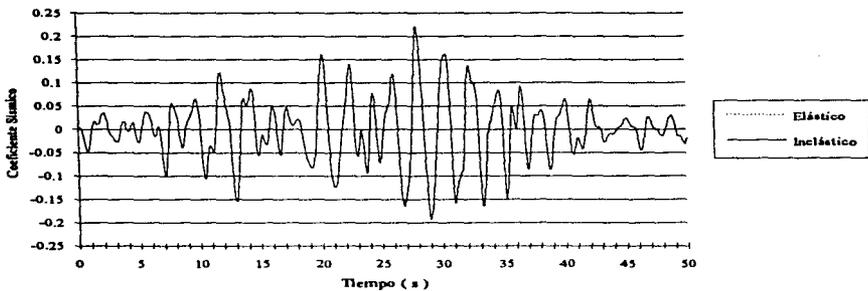


Fig 3.37.- Historias de coeficientes sísmicos, cje 1, caso B

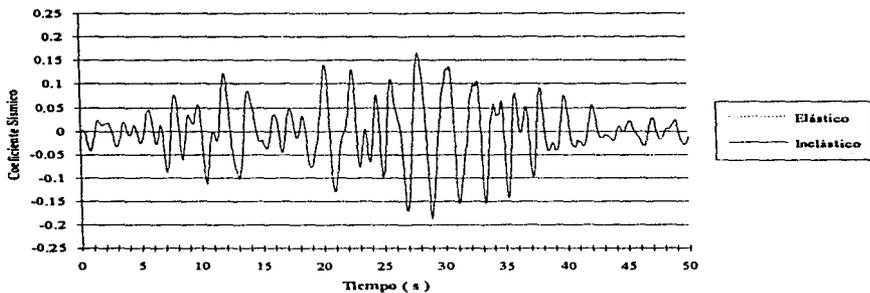


Fig 3.38.- Historias de coeficientes sísmicos, cje 2, caso B

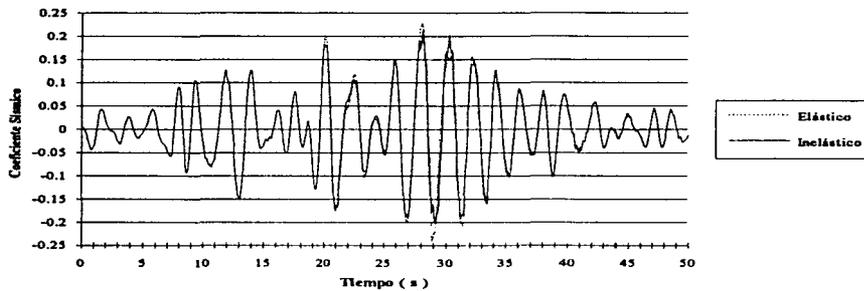


Fig 3.39.- Historias de coeficientes sísmicos, eje A, caso B

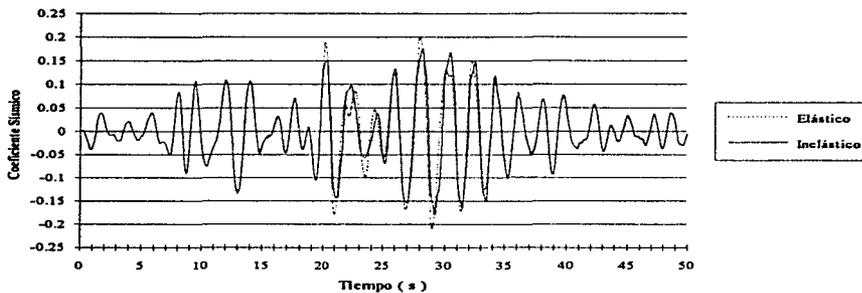


Fig 3.40.- Historias de coeficientes sísmicos, eje C, caso B

3.3.4 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Las figs 3.41 a 3.52 tienen las relaciones fuerza cortante horizontal que actúan en la base de la construcción contra desplazamiento lateral de azotea, tanto para análisis elástico como inelástico.

Para el caso A, ejes 2 y C, las respuestas elásticas (con resistencias muy grandes) muestran resultados que tienden a concentrarse en una línea recta inclinada, como era de esperarse; en el eje 2 se tienen valores ligeramente menores. Para el análisis inelástico se nota un incremento importante del área de histéresis, mayor en el eje 2; el eje 2 presenta mayor comportamiento en el rango no lineal, con respecto en lo que ocurre en el eje C.

Los ejes cortos (A y C) del caso B presentan relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea que muestran ligero excursionamiento en el rango inelástico, principalmente en los ejes exteriores. Por lo que respecta a los ejes largos (1 y 2), no hay diferencias entre el comportamiento elástico e inelástico. El eje 1 con muros tiene mayor variación y valores más grandes de cortante basal con respecto del eje sin muros (eje 2). En los ejes interiores (2 y C) los valores entre los que oscila el cortante basal son más pequeños que los de los ejes exteriores.

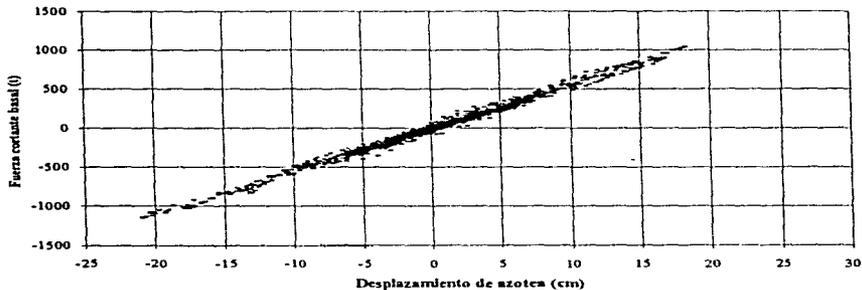


Fig 3.41.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje 2 (elástico), caso A

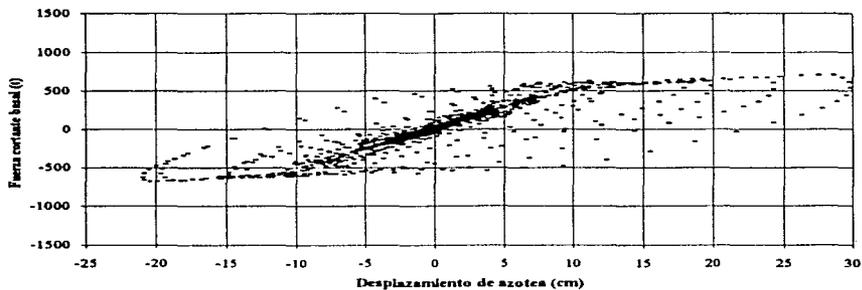


Fig 3.42.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje 2 (inelástico), caso A

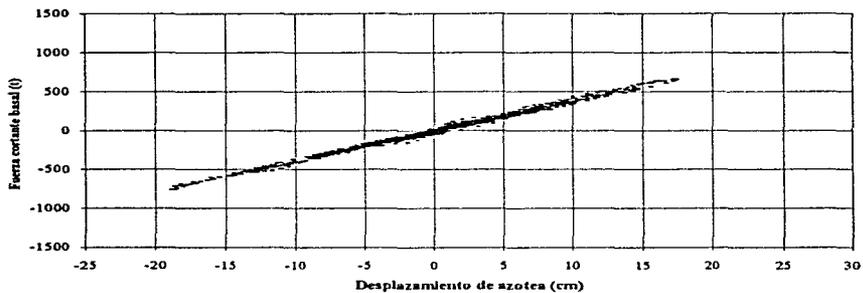


Fig 3.43.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje C (elástico), caso A

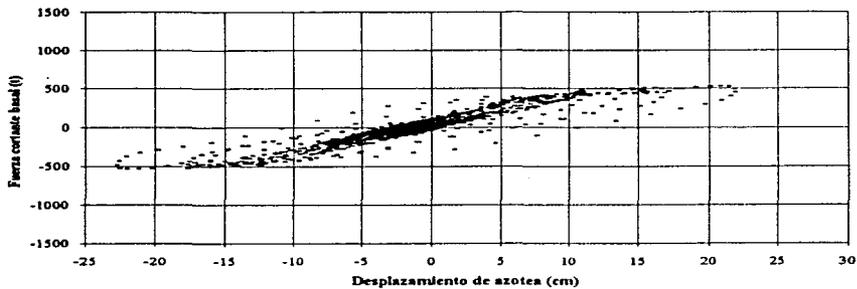


Fig 3.44.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje C (inelástico), caso A

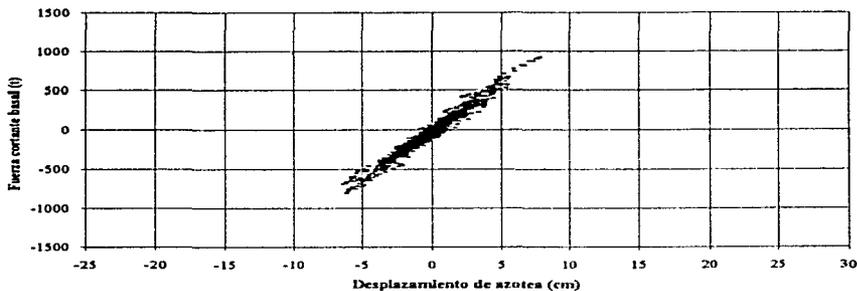


Fig 3.45.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje I (elástico), caso B

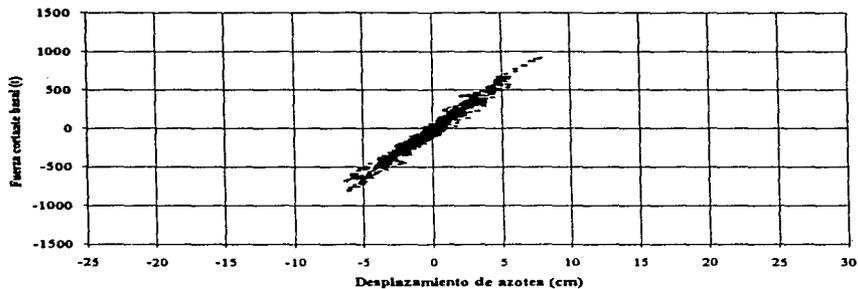


Fig 3.46.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje 1 (inelástico), caso B

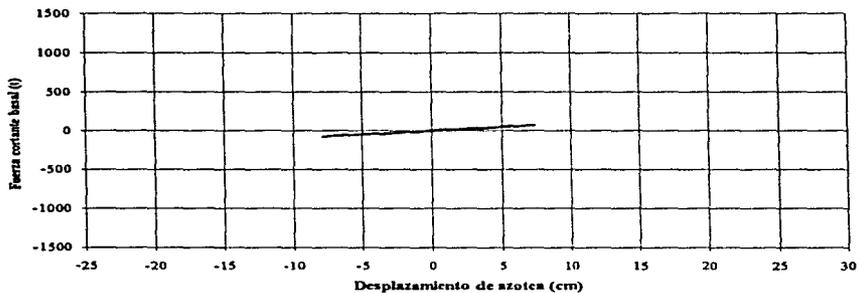


Fig 3.47.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje 2 (elástico), caso B

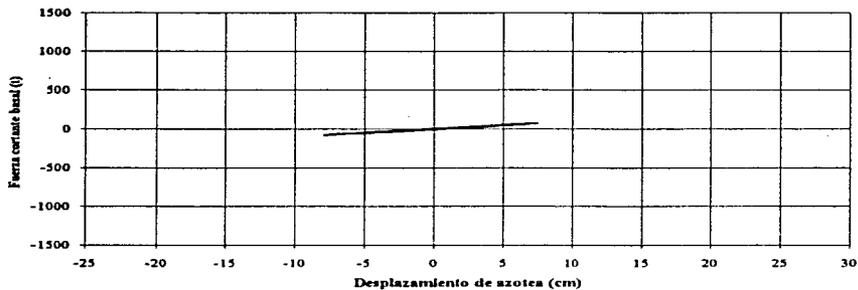


Fig 3.48.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje 2 (inelástico), caso B

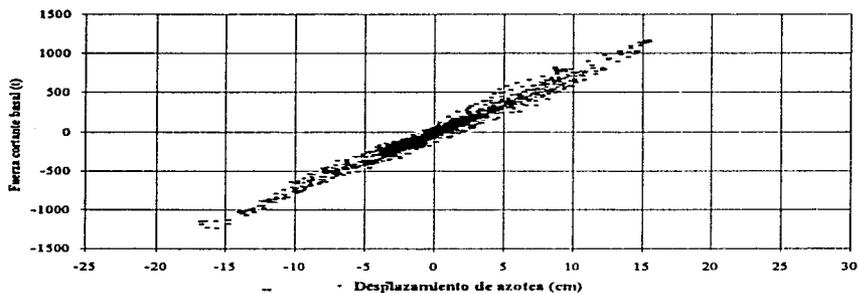


Fig 3.49.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje A (elástico), caso B

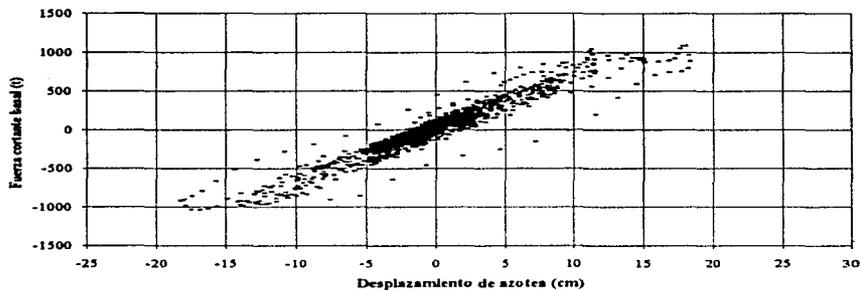


Fig 3.50.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje A (inelástico), caso B

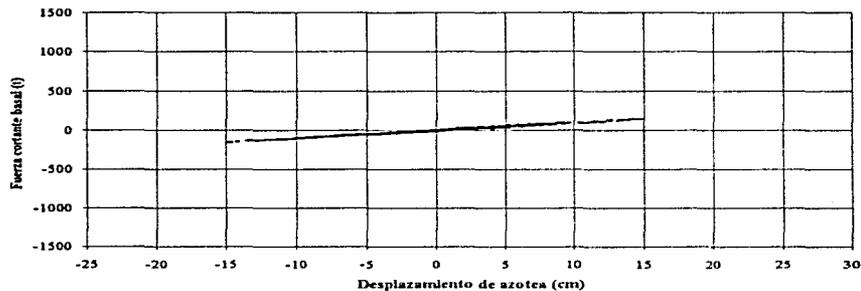


Fig 3.51.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje C (elástico), caso B

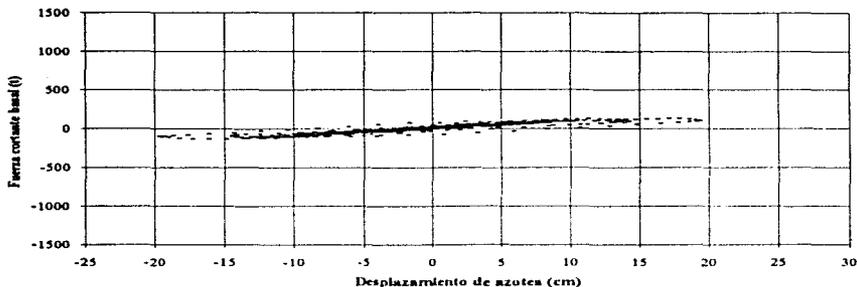


Fig 3.52.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, eje C (inelástico), caso B

3.3.5 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales

Para observar el comportamiento local de los diferentes miembros estructurales, se muestran enseguida algunos resultados de vigas, columnas y muros tipo de cada eje.

3.3.5.1 Vigas

Sea una viga del primer nivel de cada eje, a saber: viga 13 eje 2, casos A y B (fig 3.2); viga 10 para eje C casos A y B (fig 3.4) y la viga 1 ejes 1 y A, del caso B (figs 3.6 y 3.8).

Las figs 3.53 a 3.58 comparan las historias de momentos flexionantes de los análisis elásticos e inelásticos, contra los valores de los momentos resistentes de diseño.

Los ejes 2 y C, caso A, son los que presentan mayores ciclos en que se alcanza la resistencia disponible, sobre todo en la fase intensa del sismo. Los resultados del análisis elástico superan, como era de esperarse, en varios ciclos a la resistencia disponible, principalmente en el eje largo (eje 2).

En las vigas de los ejes del caso B, se observa claramente la influencia de los muros; en el eje 1 el momento actuante tiende a ser menor que el resistente. En el eje 2 el momento actuante alcanza

al resistente en algunos ciclos, de manera casi despreciable. En el eje A los momentos actuantes no llegan a exceder la resistencia de diseño, situación que si sucede en varios ciclos en el eje C.

Las figs 3.59 a 3.64 tienen las historias de fuerzas cortantes para las vigas de interés; en ningún instante, casos A y B, la respuesta inelástica alcanza la resistencia disponible. Con este tipo de comparaciones se demuestra que el modo de falla que rige es por flexión, y no por cortante; además, se tiene suficiente capacidad para que no ocurran fallas frágiles por tensión diagonal. Se obtienen respuestas mucho mayores en los ejes del caso sin muros (caso A), como era de esperarse.

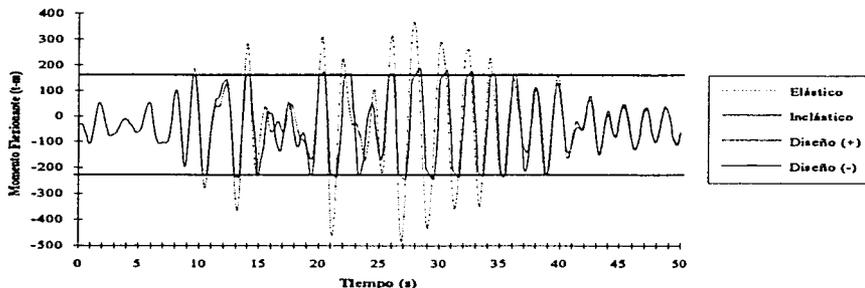


Fig 3.53.- Historias de momentos flexionantes en la viga 13, eje 2, caso A

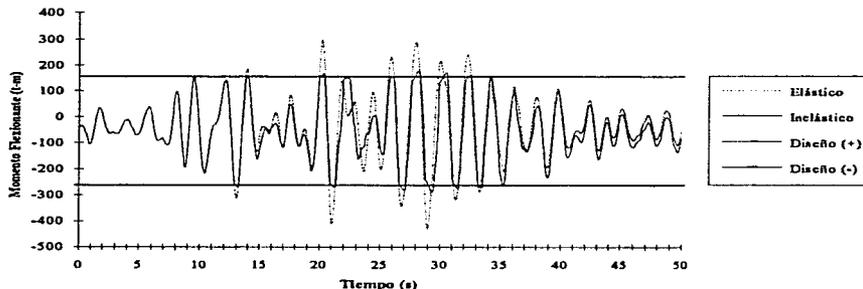


Fig 3.54.- Historias de momentos flexionantes en la viga 10, eje C, caso A

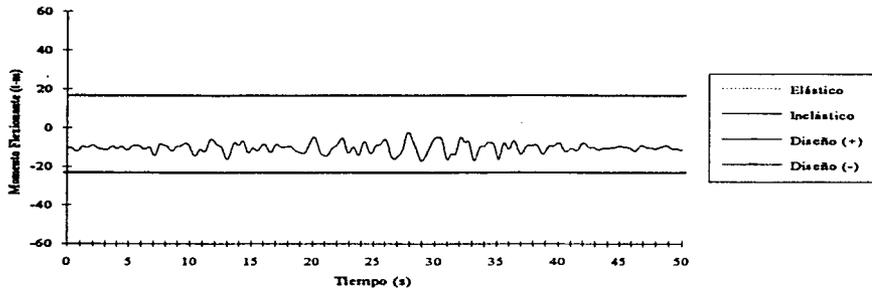


Fig 3.55.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1, eje 1, caso B

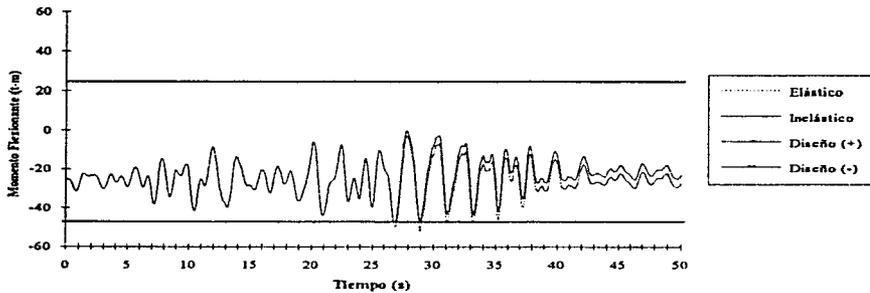


Fig 3.56.- Historias de momentos flexionantes en la viga 13, eje 2, caso B

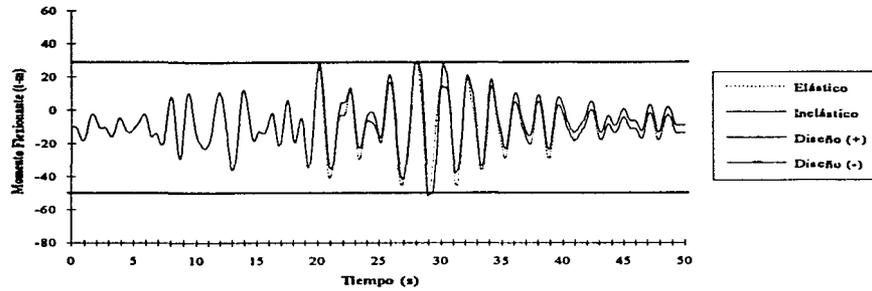


Fig 3.57.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1, eje A, caso B

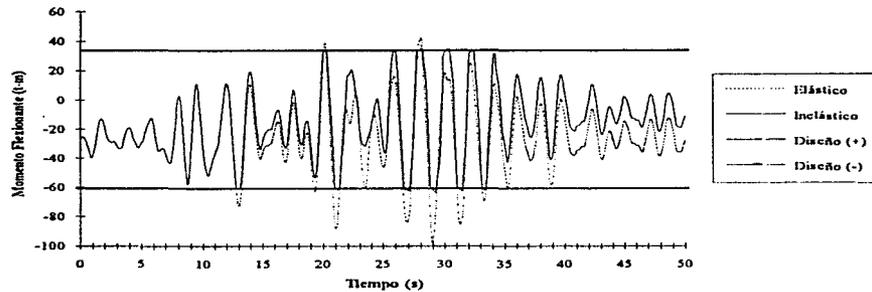


Fig 3.58.- Historias de momentos flexionantes en la viga 10, eje C, caso B

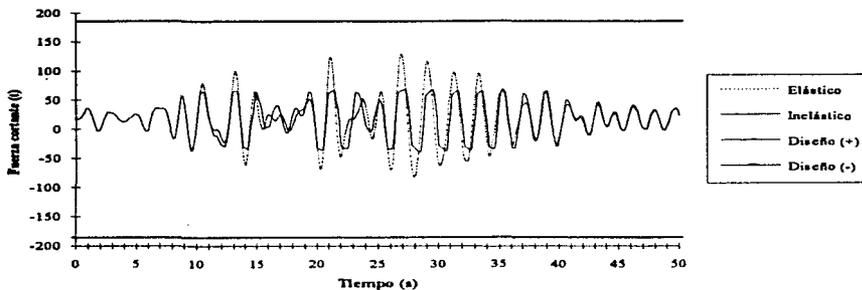


Fig 3.59.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 13, eje 2, caso A

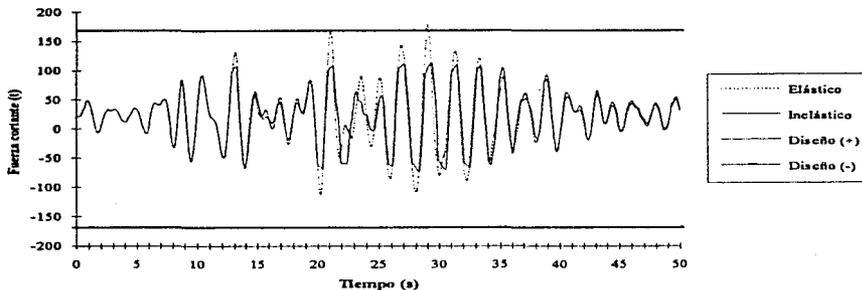


Fig 3.60.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 10, eje C, caso A

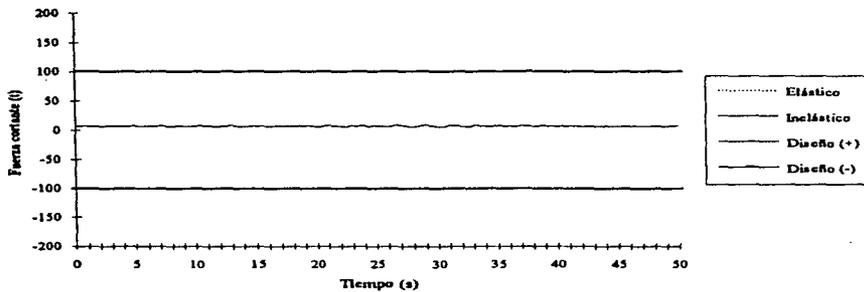


Fig 3.61.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 1, eje 1, caso B

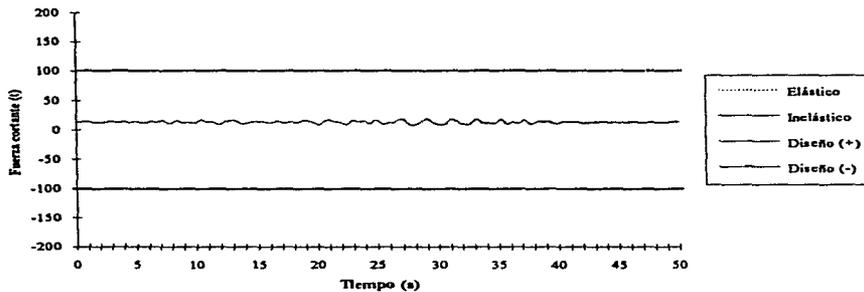


Fig 3.62.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 13, eje 2, caso B

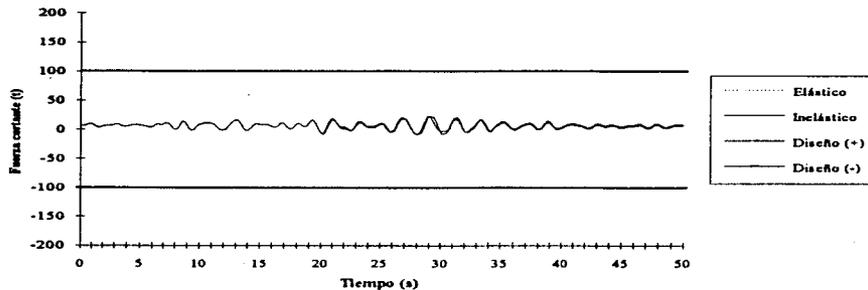


Fig 3.63.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 1, eje A, caso B

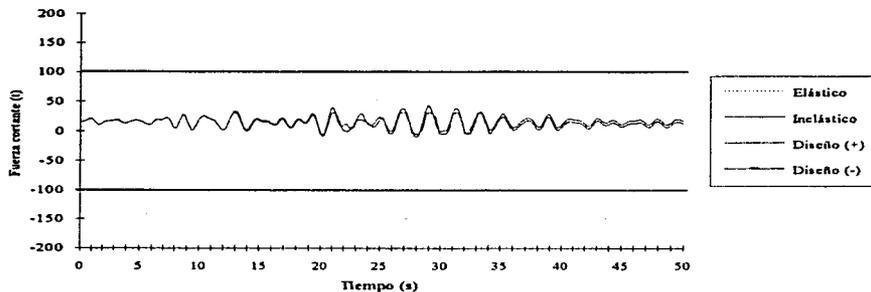


Fig 3.64.- Historias de fuerzas cortantes en la viga 10, eje C, caso B

3.3.5.2 Columnas

Las figs 3.65 a 3.72 muestran resultados de relaciones carga axial-momento flexionante y de cortante de la columna extrema izquierda, parte inferior, del entrespiso PB - N1. (la columna 4 de los ejes 2 y C, casos A y B, figs 3.3 y 3.5). Los resultados se comparan contra las resistencias disponibles.

En los ejes 2 y C, caso A, la columna llega a excursionar en el rango no lineal, el número de ciclos en que se alcanza la fluencia y se presenta la articulación plástica se observa en las figuras correspondientes. En el eje largo (eje 2) se tiene mayor influencia del momento flexionante, situación que no sucede en el eje C, donde se presentan mayores cargas axiales, con varios puntos por arriba de la condición balanceada.

En los dos ejes del caso B no se alcanza la fluencia. En el eje 2 predominan los efectos por abajo de la condición balanceada; en el eje C se presentan algunos ciclos por arriba de dicha condición. Gobierna el efecto de la flexión en el comportamiento de la columna.

Las figs 3.69 a 3.72 presentan las historias de fuerzas cortantes de la columna de interés resultado de los análisis elásticos e inelásticos, comparando contra la resistencia de diseño. En todos los ejes, casos A y B, la columna dispone de una reserva adecuada de resistencia al cortante, para así asegurar la no existencia de una falla frágil, como era de esperarse.

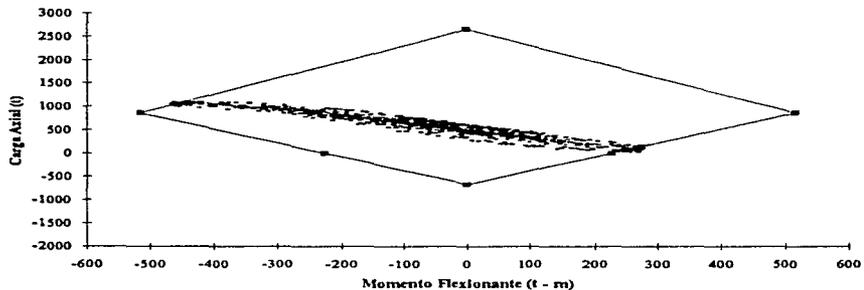


Fig 3.65.- Relaciones carga axial - momento flexionante de la columna 4, eje 2 (inelástico) caso A

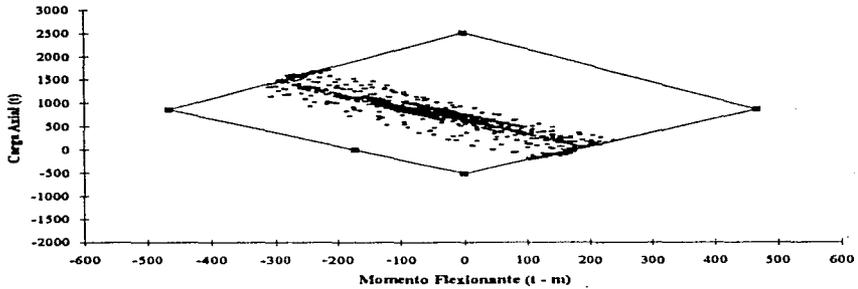


Fig 3.66.- Relaciones carga axial - momento flexionante de la columna 4, eje C (inelástico), caso A

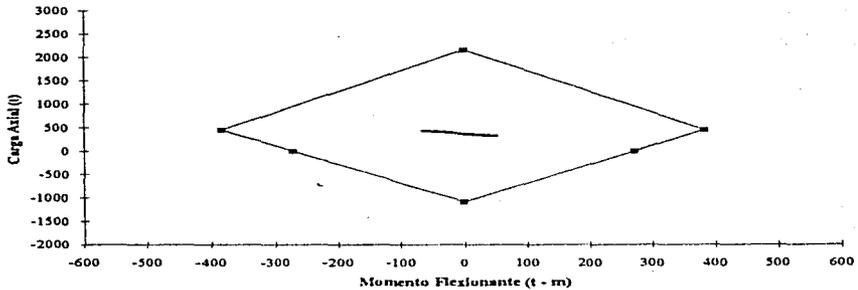


Fig 3.67.- Relaciones carga axial - momento flexionante de la columna 4, eje 2 (inelástico), caso B

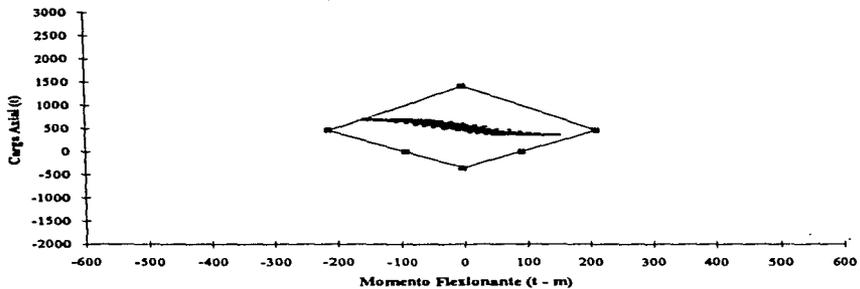


Fig 3.68.- Relaciones carga axial - momento flexionante de la columna 4, eje C (inelástico), caso B

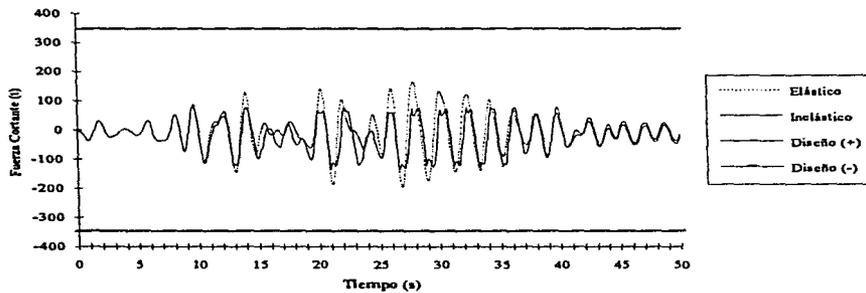


Fig 3.69.- Historias de fuerza cortante de la columna 4, eje 2, caso A

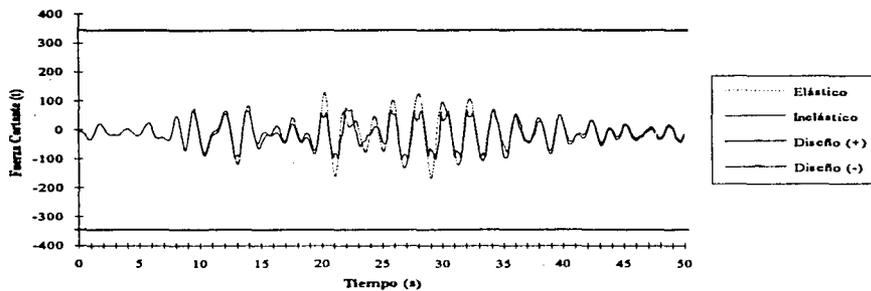


Fig 3.70.- Historias de fuerza cortante de la columna 4, eje C, caso A

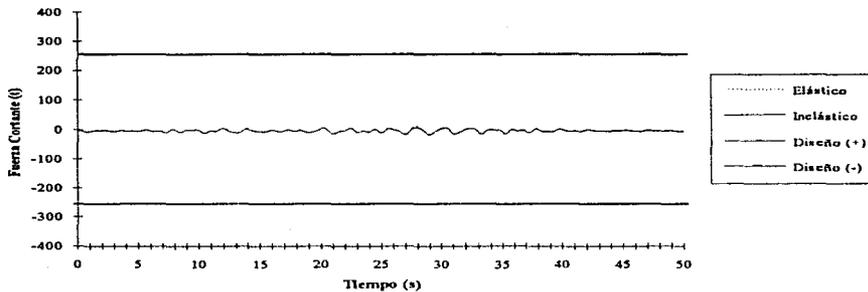


Fig 3.71.- Historias de fuerza cortante de la columna 4, eje 2, caso B

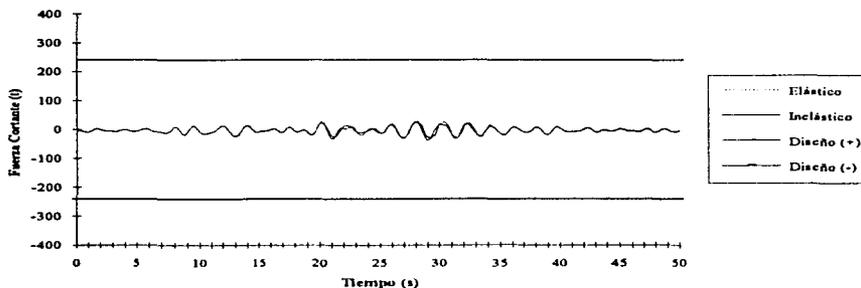


Fig 3.72.- Historias de fuerza cortante de la columna 4, eje C, caso B

3.3.5.3 Muros

Las figs 3.73 a 3.76 muestran las historias de las relaciones P-M y de fuerza cortante del muro del entrepiso PB - N1, extremo inferior de los ejes 1 y A, caso B (figs 3.7 y 3.9), modelado como columna ancha en el DRAIN. Se compara la resistencia disponible correspondiente.

El eje 1 no presenta ninguna fluencia; gobierna el patrón de comportamiento tipo flexión, con cargas axiales por abajo de la condición balanceada; en el eje A si se alcanza la fluencia en algunos ciclos, sigue dominando la flexión, y siempre por abajo de la condición balanceada.

Las figuras 3.75 y 3.76 presentan las historias de fuerza cortante actuante del muro, a raíz de los análisis elástico e inelástico; se compara contra la resistencia de diseño. El muro, ambos ejes, dispone de una reserva adecuada de resistencia al cortante, con lo que de esa forma se asegura que no se presente una falla por tensión diagonal.

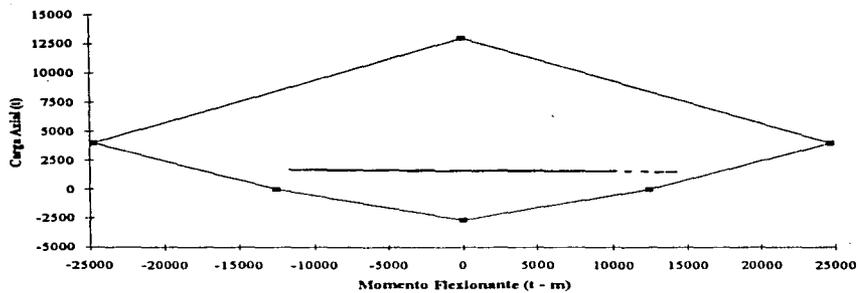


Fig 3.73.- Relaciones carga axial - momento flexionante para el muro 1, eje 1 (inelástico), caso B

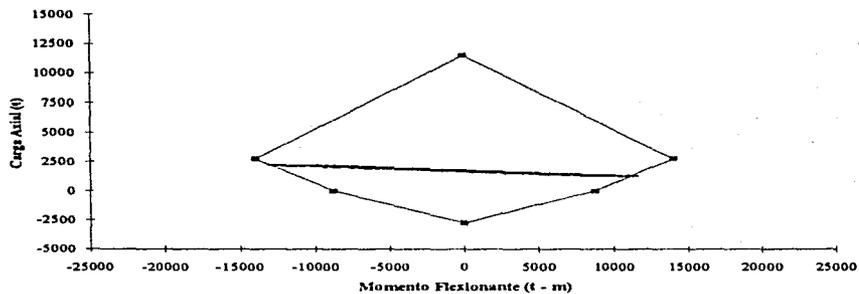


Fig 3.74.- Relaciones carga axial - momento flexionante para el muro 1, eje A (inelástico), caso B

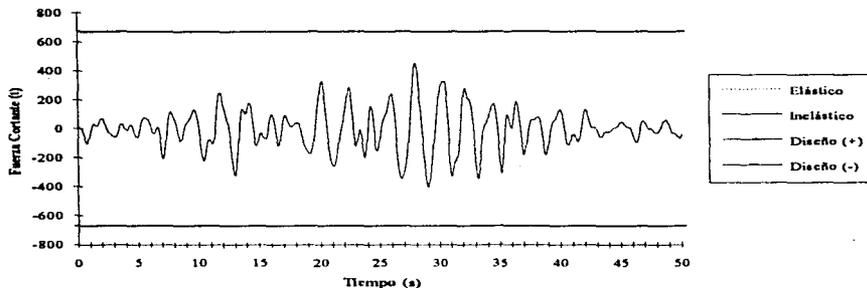


Fig 3.75.- Historias de fuerza cortante para el muro 1, eje 1, caso B

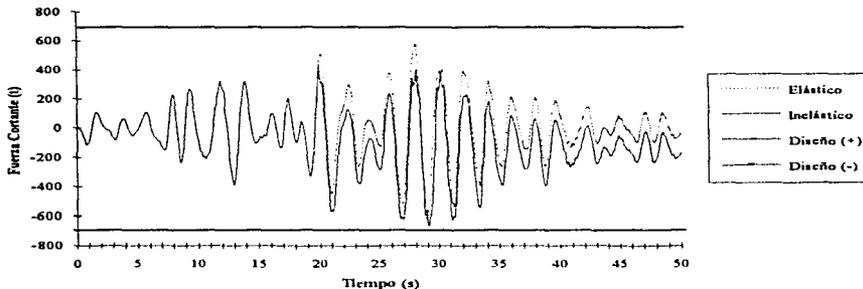


Fig 3.76.- Historias de fuerza cortante para el muro 1, eje A, caso B

3.3.6 Demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Es necesario que los elementos estructurales al articularse tengan suficiente capacidad de deformación, para así permitir la redistribución de esfuerzos hacia otras zonas, sin llegar a fallar. Las figs 3.77 a 3.81 presentan las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas, en las vigas antes presentadas. Las demandas de ductilidad local se definieron según la ecuación:

$$\mu_L = \frac{\phi_{máx}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$\phi_p = \theta_p / l_p$ y $\phi_y = M_y / EI$

μ_L = demanda de ductilidad local

ϕ_p = Curvatura plástica

θ_p = Rotación plástica

l_p = Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

ϕ_y = Curvatura de fluencia

M_y = Momento de fluencia

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = Momento de inercia de la sección transversal

En el apéndice, al final del texto, se muestran los cálculos correspondientes de μ_L máxima.

En los ejes 2 y C, caso A se tiene un comportamiento similar; si a caso con mayores demandas de ductilidad en el eje largo (eje 2), de hasta 7.18.

En el eje 1, caso B, no hay comportamiento inelástico: en la viga del eje 2 las demandas son muy pequeñas, con valores máximos de -1.37. En el eje corto interior se tienen mayores demandas. En el eje A los valores son ligeramente menores.

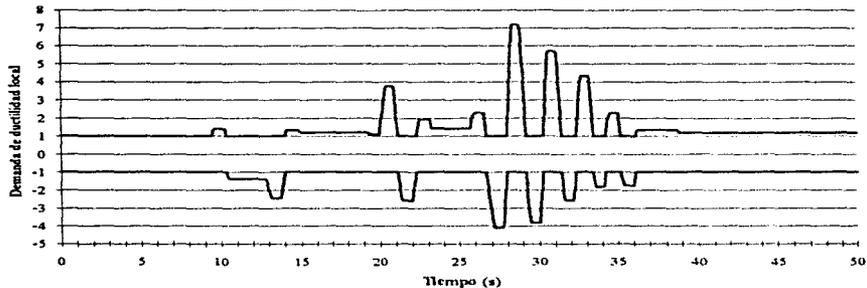


Fig 3.77.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 13, eje 2, caso A

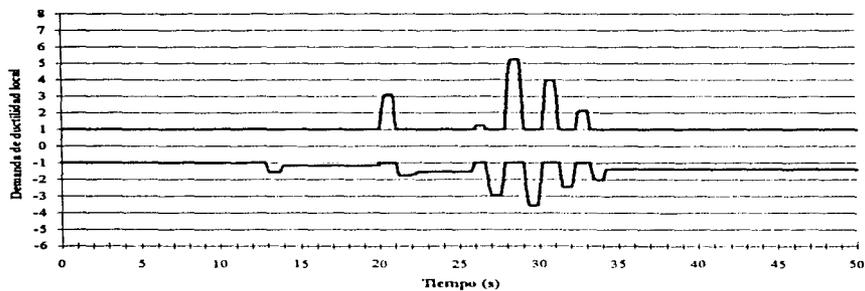


Fig 3.78.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 10, eje C, caso A

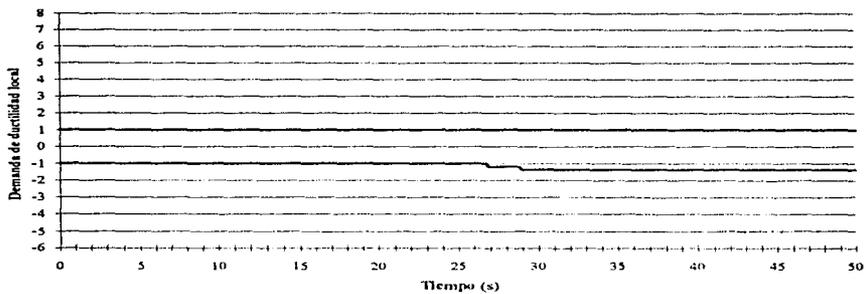


Fig 3.79.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 13, eje 2, caso B

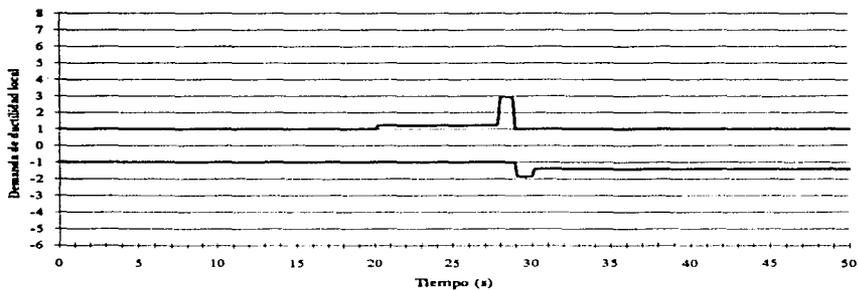


Fig 3.80.- Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 1, eje A, caso B

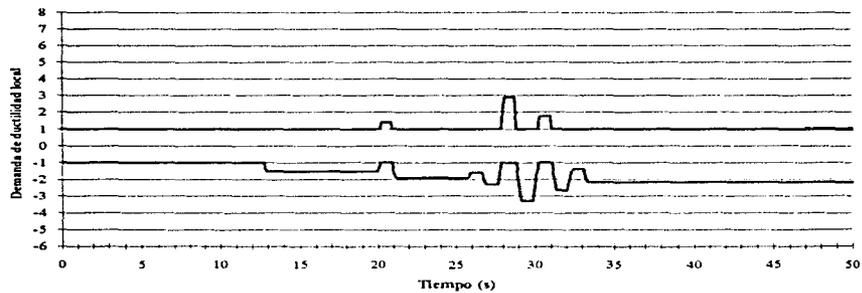


Fig 3.81.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 10, eje C, caso B

3.3.7 Distribución global de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros

Las figs 3.82 a 3.87 presentan la distribución global de articulaciones plásticas de cada eje de interés, casos A y B, que se formaron a lo largo de la duración de la acción sísmica.

En los ejes del caso A, las articulaciones plásticas se forman prácticamente en todas las vigas (excepto en el nivel 15 y algunas del 14), y en el extremo inferior de las columnas de planta baja; se obtiene así el esperado comportamiento de “columna fuerte - viga débil”, que es en lo que se basa el diseño de estructuras dúctiles del RDF-93.

Los ejes sin muros y en particular el eje 2 (eje largo), caso B, presentan rótulas plásticas con las vigas de los extremos de los niveles 1,2,3 y 6; ninguna columna presenta fluencia; En el eje C (eje corto) se presentan articulaciones del nivel 1 al 9 en vigas y pequeñas fluencias en algunas de las columnas del nivel 4; la tendencia del mecanismo de falla sigue siendo tipo viga. Por lo que respecta a los ejes con muros, el eje 1 muestra articulaciones plásticas en las vigas desde el nivel 4 hasta el 15, pero ninguna en muros; en el eje A se tienen articulaciones plásticas en todas las vigas, y en la parte inferior de los muros de planta baja.

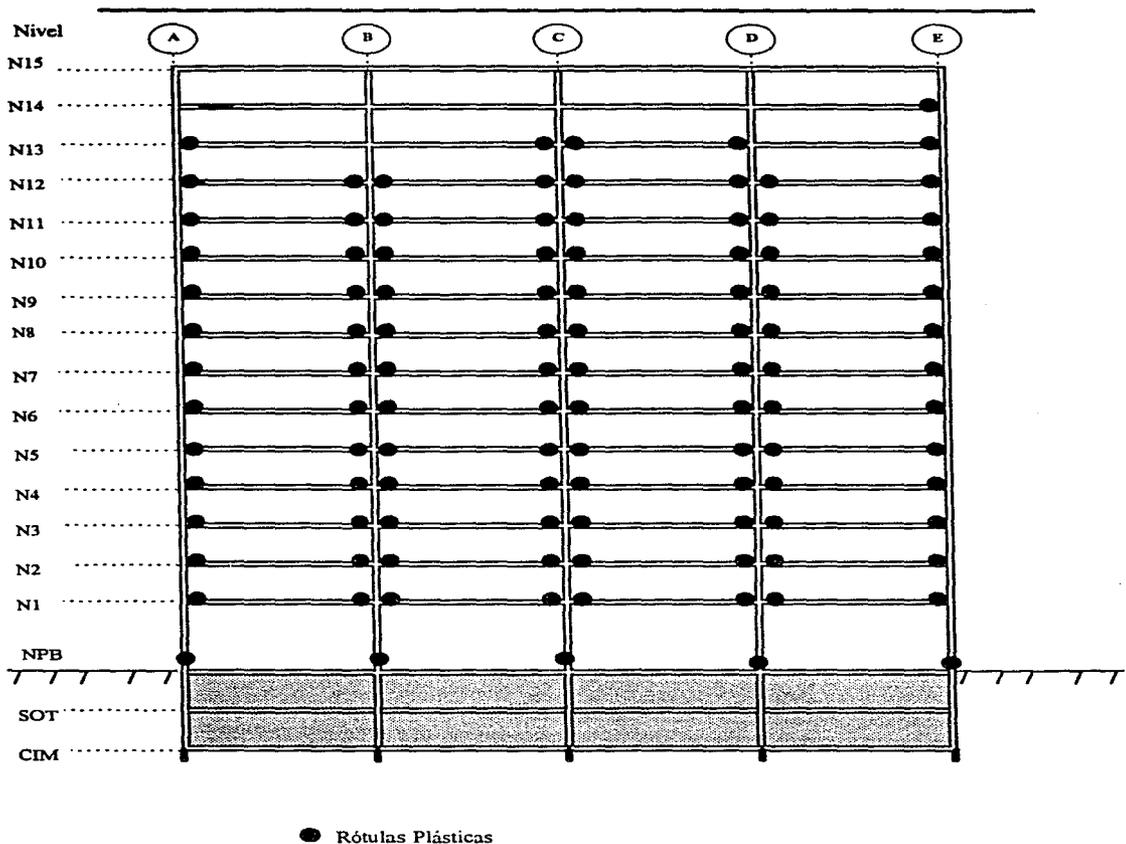


Fig 3.82.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, caso A

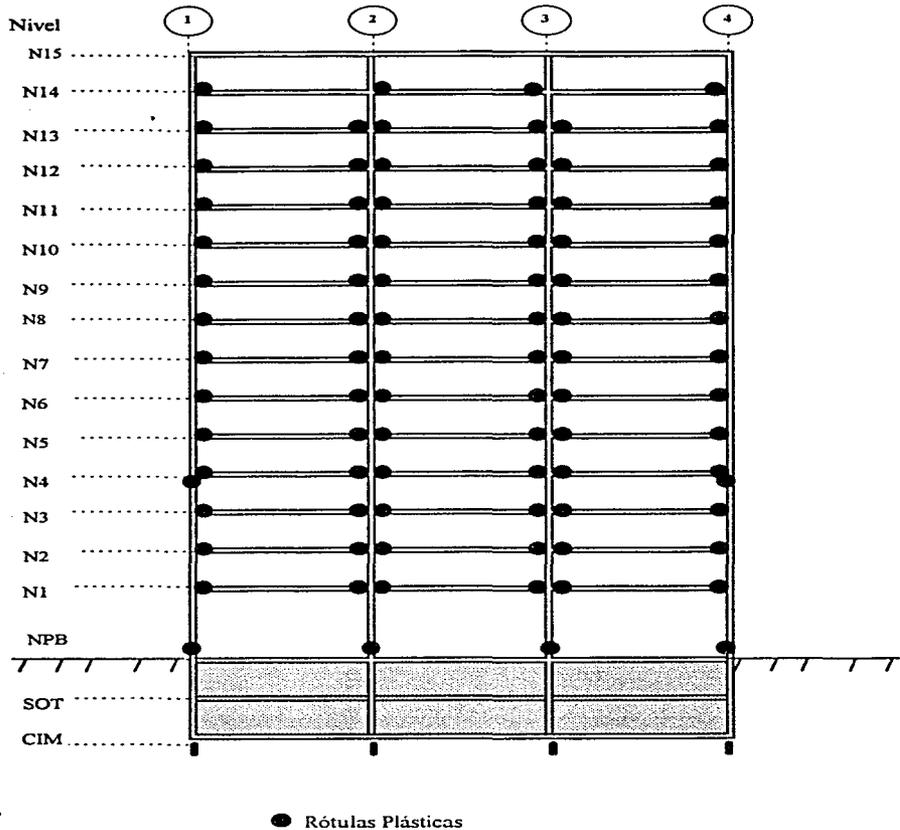


Fig 3.83.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje C, caso A

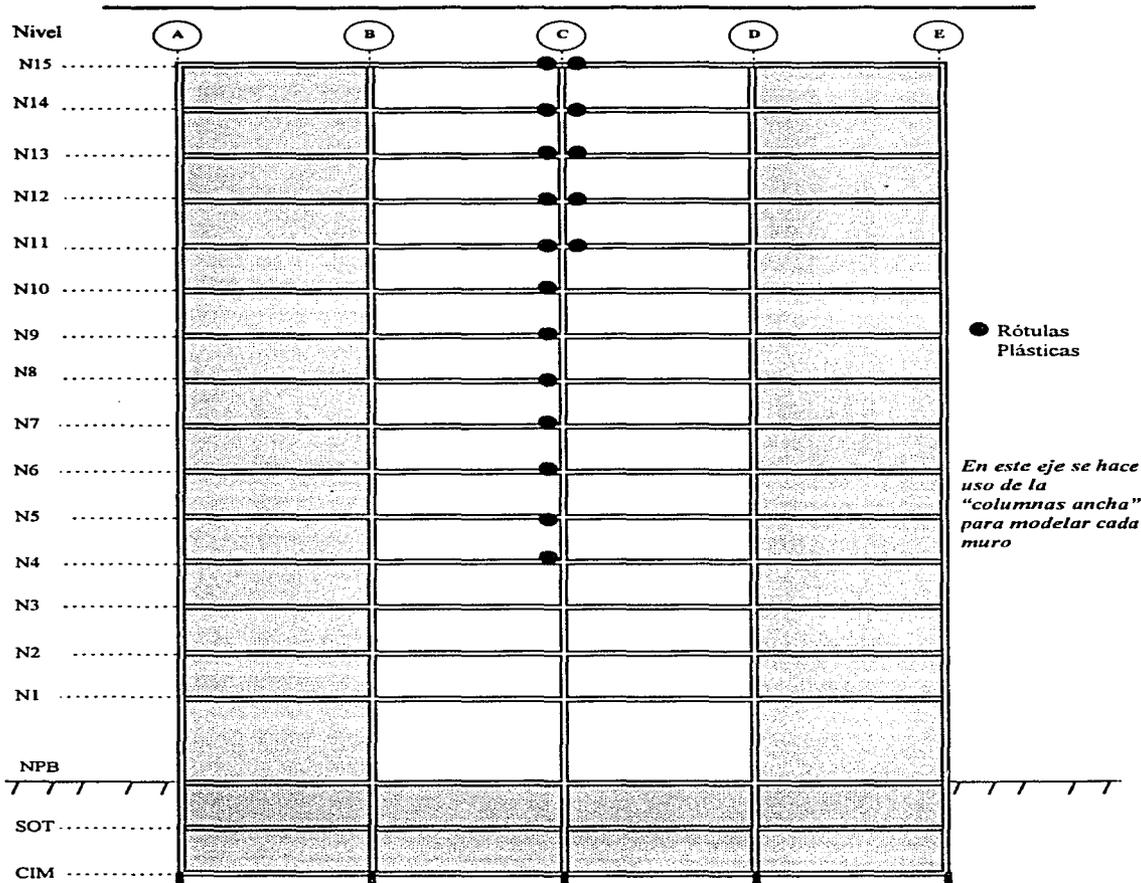


Fig 3.84. - Distribución global de articulaciones plásticas, eje 1, caso B

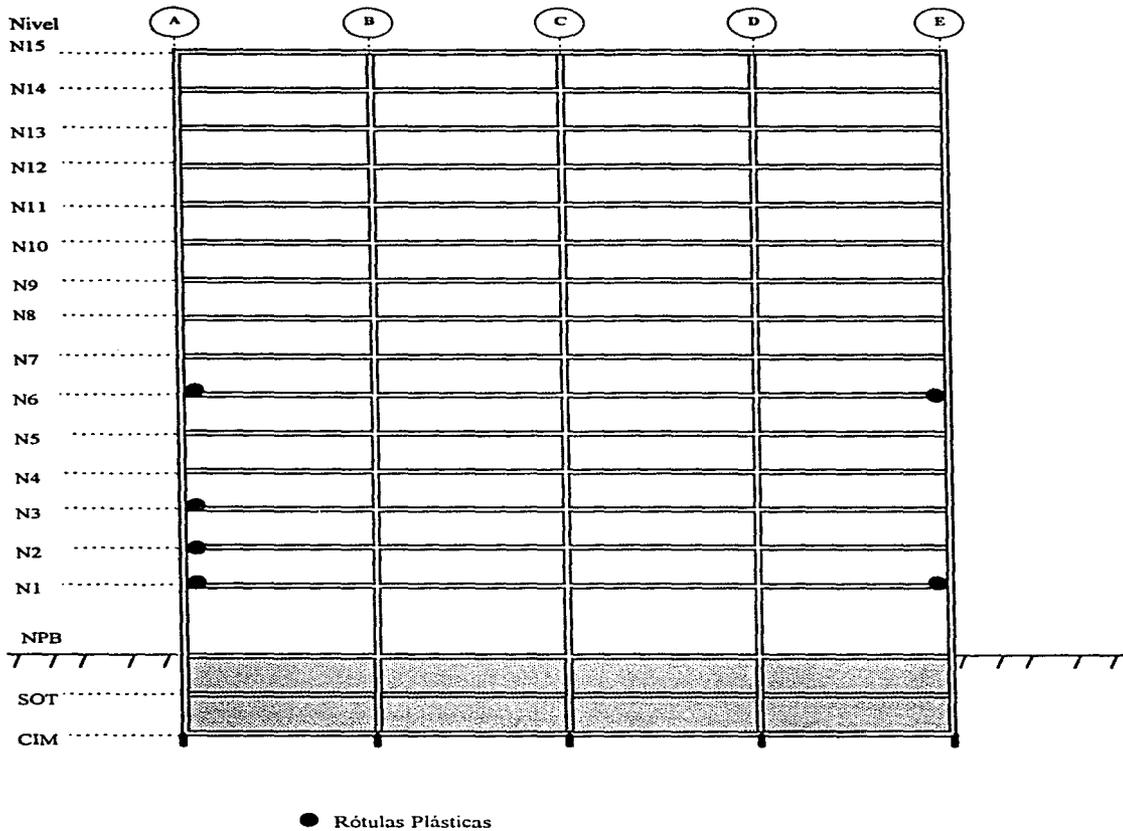


Fig 3.85- Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, caso B

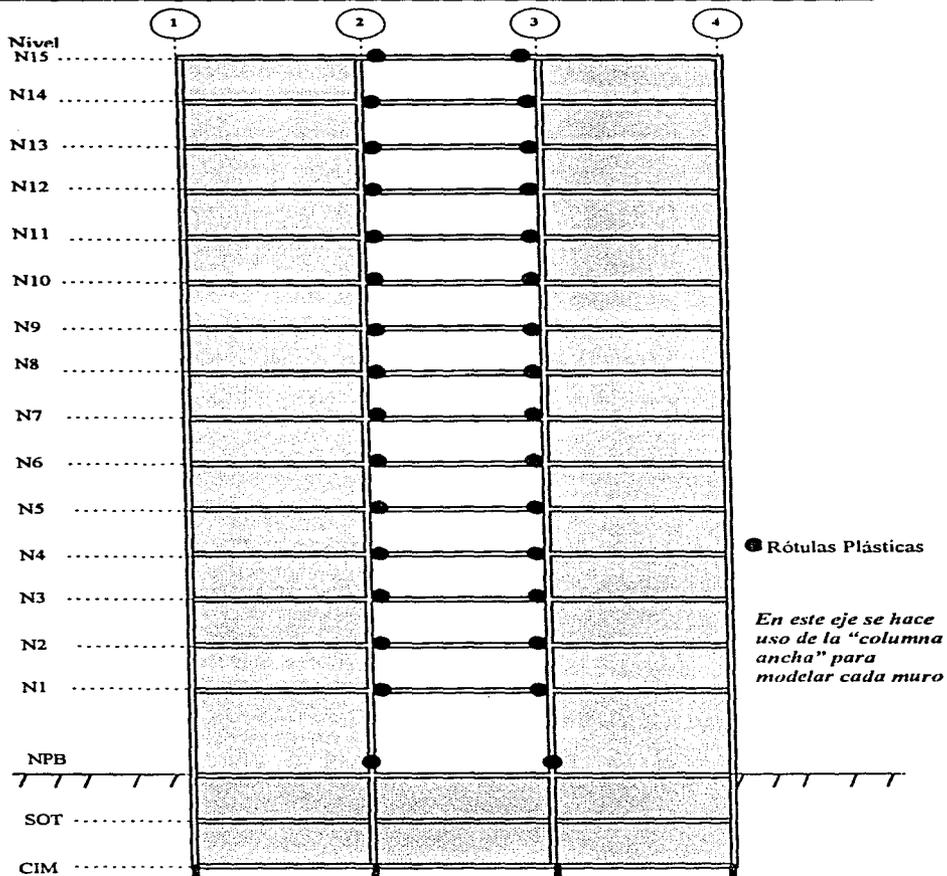


Fig 3.86.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, caso B

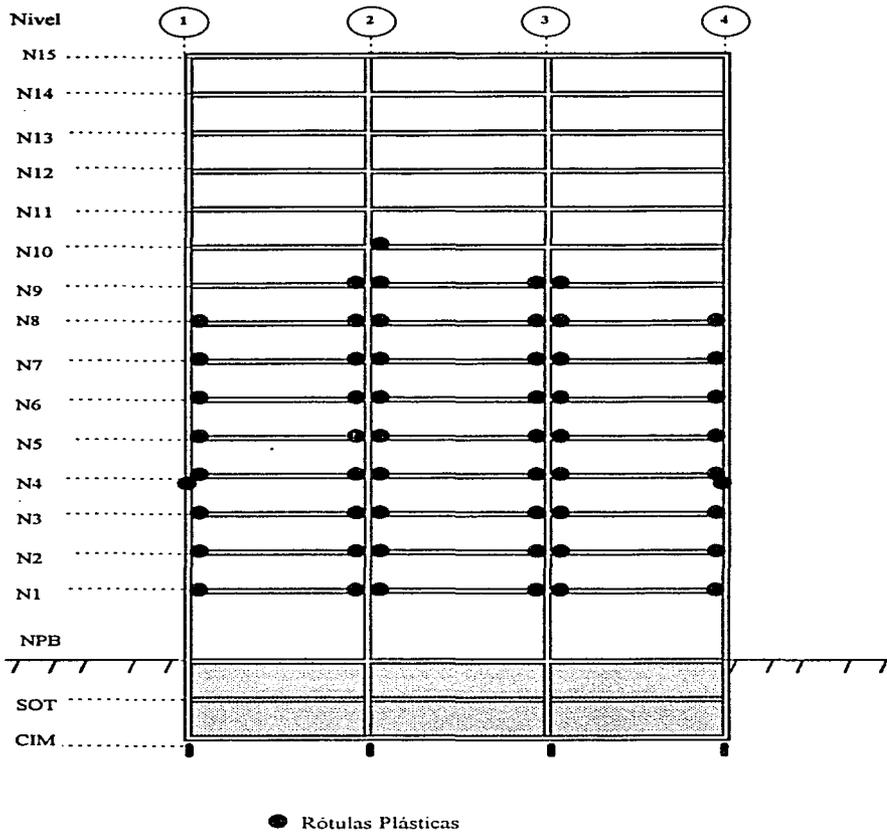


Fig 3.87.- Distribución global de articulaciones plásticas, eje C, caso B

Las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros, se calculan siguiendo el procedimiento explicado en el cap 1, sección 1.8. En el apéndice, al final del texto, se presentan las hojas de cálculo con las que fueron obtenidas dichas demandas.

Las figs 3.88 a 3.96 grafican las envolventes de demandas máximas de ductilidad local μ_L desarrolladas en vigas, columnas y muros. Las vigas de ambos ejes, del caso A, tienen sus demandas mayores en los niveles inferiores; en columnas sólo se presenta fluencia en el entrepiso PB-N1. En el eje 1, caso B, las vigas desarrollan demandas de ductilidad, principalmente en los niveles superiores; en el eje 2 las demandas son pequeñas y en niveles aislados. En ambos ejes no hay fluencia de columnas (tampoco de muros en el eje 1). Por lo que respecta a los ejes cortos, en el eje A las demandas en vigas tienden a ser similares en todos los niveles. En el eje C, las demandas de ductilidad local de vigas se concentran entre los niveles 1 a 10, con valores de hasta 5.7; no hay fluencia en las columnas.

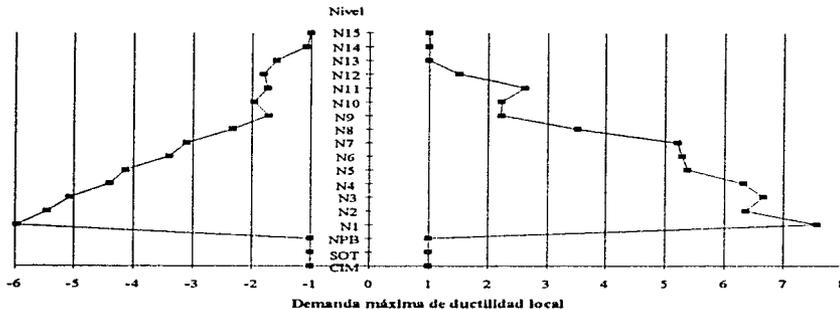


Fig 3.88.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, caso A

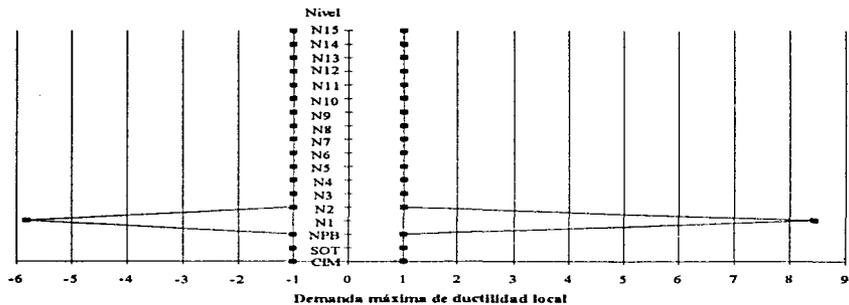


Fig 3.89.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje 2, caso A

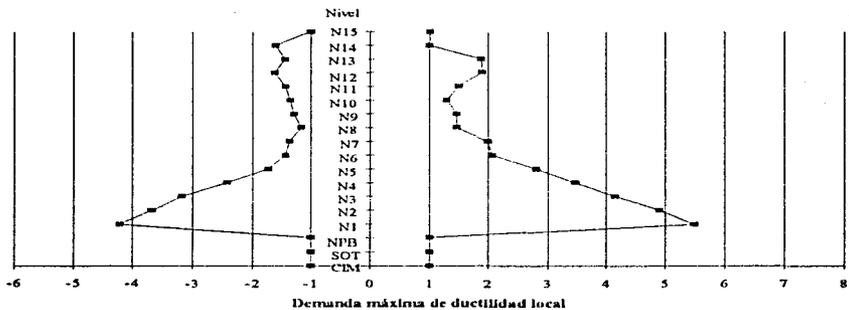


Fig 3.90.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C, caso A

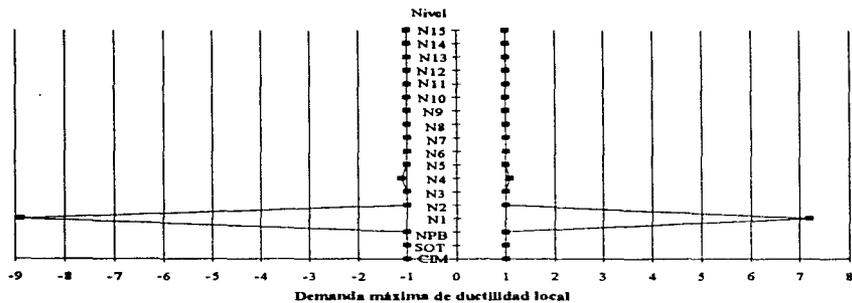


Fig 3.91.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje C, caso A

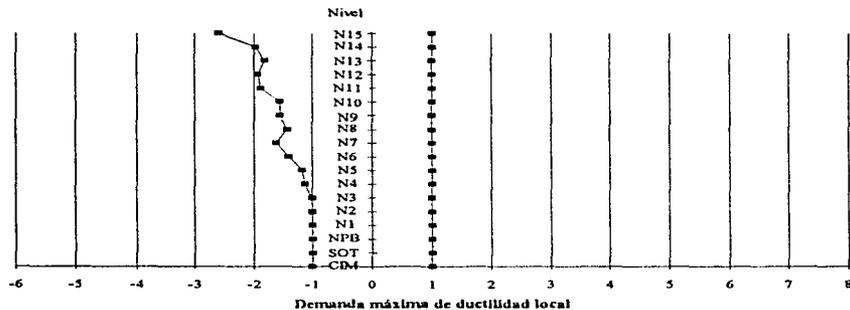


Fig 3.92.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 1, caso B

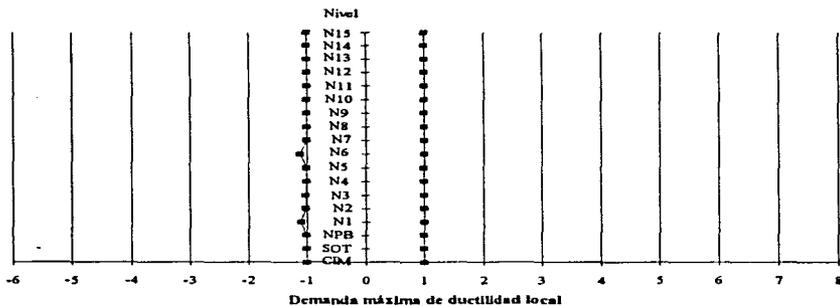


Fig 3.93.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, caso B

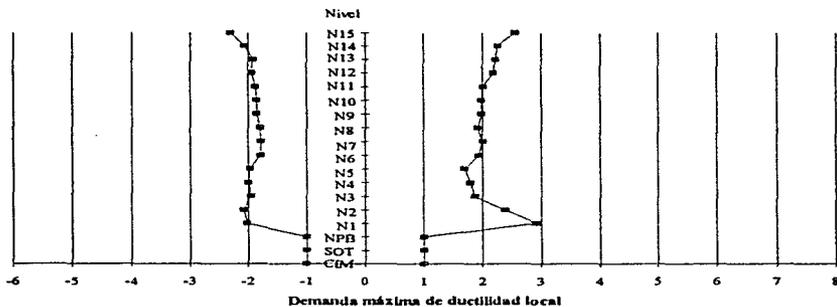


Fig 3.94.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A, caso B

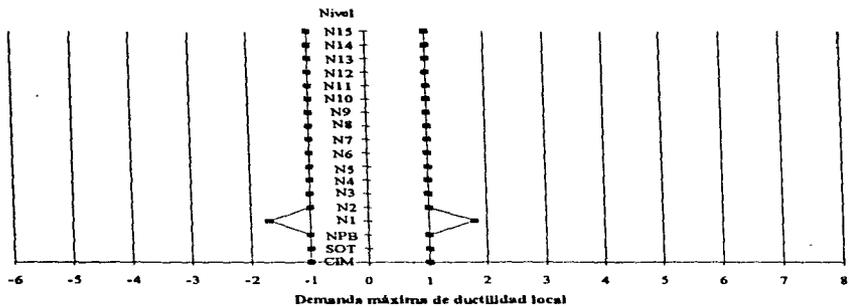


Fig 3.95.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros, eje A, caso B

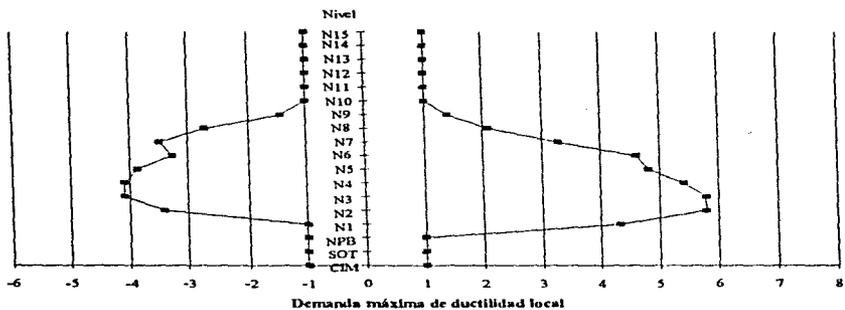


Fig 3.96.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C, caso B

4.1 Introducción

Los dos edificios estudiados en este trabajo se diseñaron con las normas del RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; posteriormente, fueron revisados con el acelerograma SCT, componente EW, de los sismos de 1985. El edificio caso A es a base de marcos en dos direcciones, mientras que el del caso B cuenta además con muros de concreto en ambas direcciones. En los dos casos se tienen características iguales de dimensiones geométricas, materiales, grupo B (uso oficinas), zona III (compresible); la revisión de la seguridad sísmica se hizo ante el estado límite de servicio, para que el desplazamiento relativo máximo de entrepiso no excediera del valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso; para el diseño de las cuantías de acero de refuerzo de los edificios se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

En las etapas de dimensionamiento y diseño se hizo un análisis sísmico dinámico elástico tridimensional con el programa ETABS. Para determinar qué tanto excursionaba cada estructura en el rango no lineal, se hicieron análisis sísmicos dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2D, que es útil para calcular las respuestas dinámicas elásticas e inelásticas en la historia del tiempo de cualquier estructura plana.

Para evaluar las ventajas ó desventajas que ofrecen los casos A y B, enseguida se hace una comparación de las respuestas elásticas e inelásticas.

4.2 Análisis sísmicos elásticos

Las siguientes comparaciones son con base en los resultados de la etapa de diseño, que se apoyó en el ETABS, y en las especificaciones del código utilizado.

4.2.1 Dimensiones de secciones transversales

Las tablas 4.1 y 4.2 comparan las dimensiones de secciones transversales de vigas principales y secundarias en ambas direcciones, y de columnas para cada entrepiso, que resultaron en los edificios del caso A y B, ante los efectos del sismo y de las cargas gravitacionales; para el dimensionamiento de traveses y columnas, en ambos casos fue necesario realizar varios tanteos para poder llegar a cumplir con el valor permisible de diseño de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso. Después de satisfacer el estado límite de servicio, se procedió a revisar el estado límite de falla (resistencia) con las dimensiones encontradas en la etapa anterior, y se procedió a determinar las respectivas cuantías de acero de refuerzo, revisando para ello, si era necesario, cambiar de dimensiones, ante la posible ocurrencia de dar mayor resistencia, debido a un elemento mecánico último mayor que lo previsto. En ambas estructuras (casos A y B) se cumplió el estado límite de falla sin tener que cambiar las dimensiones de los elementos estructurales que resultaron después de haber satisfecho el estado límite de servicio (desplazamientos laterales). La tabla 4.3 tiene los espesores de muros para el caso B. Las dimensiones de vigas y de columnas del caso A resultaron por arriba, lo cual es lógico ya que en el caso B se cuenta con la participación de los muros, y por tanto con mayor rigidez lateral. Para el caso B se tienen densidades de muros de cortante que varían desde 1.85% hasta poco más del 3%, dependiendo de la altura del edificio. En nuestro medio, principalmente por razones arquitectónicas, no es muy usual que se coloquen muros con densidades de dicho orden.

Tabla 4.1. - Comparación de dimensiones transversales de vigas principales y secundarias, entre casos A y B

Traveses principales (cm)		
Dirección	CASO A	CASO B
X	110 x 50	65 x 35
Y	100 x 50	65 x 35
Traveses secundarias (cm)		
Dirección	CASO A	CASO B
X	70 x 35	65 x 35
Y	70 x 35	65 x 35

Tabla 4.2. - Comparaciones de dimensiones transversales de columnas entre casos A y B

Columnas (cm)		
Entrepiso	CASO A	CASO B
15 al 12	80 x 80	65 x 65
11	90 x 90	65 x 65
10 al 8	90 x 90	70 x 70
7	100 x 100	70 x 70
6 al 4	100 x 100	75 x 75
3 al SOT	110 x 110	80 x 80

Tabla 4.3. - Espesores y densidades de muros, caso B

Muros		
Entrepiso	Espesor (cm)	Densidad (%)
15 al 11	20	1.85
10 al 7	25	2.31
6 al 4	30	2.78
3 al 1	35	3.24

$$Densidad (\%) = \text{Área muros} / \text{Área planta} (\%)$$

4.2.2 Periodos fundamentales de vibración

La tabla 4.4 compara los tres primeros periodos de vibración de ambos edificios, casos A y B, direcciones X, Y y θ .

En la dirección X (dirección larga) el edificio sin muros presenta un periodo fundamental de 1.385 s, contra 0.98 s del edificio con muros, lo cual indica que el caso A en su dirección larga es más flexible que el B.

En la dirección Y (dirección corta) los periodos del caso A son mayores a los del B, pero con menos diferencias que lo que ocurre en la dirección larga; esto es, en la dirección transversal del edificio, ambos casos A (sin muros) y B (con muros) tienden a ser más parecidos en cuanto a su rigidez lateral.

Con la ayuda de los muros de cortante la rigidez torsionante aumentó considerablemente; los periodos se redujeron de 1.06 s a 0.59 s, lo cual habla bien de la bondad de la forma cómo se colocaron dichos muros en el edificio del caso B; con lo anterior se lograba parte de los objetivos de este trabajo.

Tabla 4.4. - Periodos de vibración para casos A y B

Dirección X		
Periodo (s)	CASO A	CASO B
T_1	1.38	0.98
T_2	0.47	0.23
T_3	0.27	0.11
Dirección Y		
Periodo (s)	CASO A	CASO B
T_1	1.45	1.25
T_2	0.48	0.32
T_3	0.27	0.15
θ		
Periodo (s)	CASO A	CASO B
T_1	1.06	0.59
T_2	0.36	0.15
T_3	0.21	0.07

4.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

La fig 4.1 compara los desplazamientos horizontales máximos del análisis sísmico estático, casos A y B; la fig 4.2 hace lo mismo para los desplazamientos del análisis dinámico modal espectral. En ambos análisis los resultados ya están multiplicados por $Q = 3$. Los desplazamientos estáticos del caso A son mayores a los del B, en un 20 por ciento en la dirección Y, y en un 60 por ciento en la dirección X. El patrón de comportamiento de la respuesta del caso B indica la presencia de los muros (viga en cantiliver). Para el caso A se se nota un comportamiento de marco en flexión. Esto se observa, independientemente del tipo de análisis (estático o dinámico).

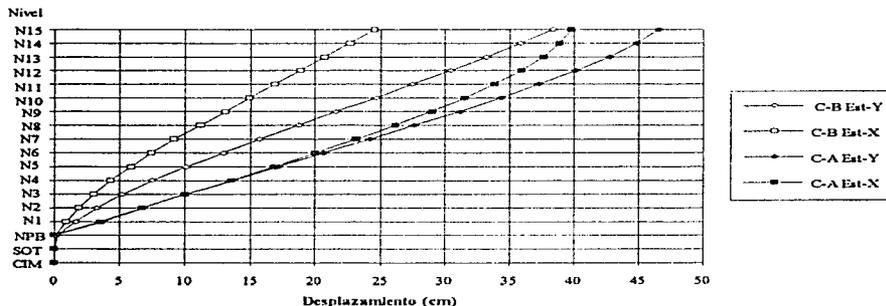


Fig 4.1.- Desplazamientos máximos horizontales, análisis sísmico estático en ambas direcciones, casos A y B

Los desplazamientos dinámicos del caso A son mayores en un 25 por ciento a los del B en la dirección Y, y en un 70 por ciento en la dirección X.

En los dos edificios los desplazamientos mayores se presentan en la dirección Y (dirección corta), congruente con lo observado anteriormente en los periodos; para el caso B la diferencia de desplazamientos entre la dirección corta y larga es mayor con respecto de la que ocurre en el caso A, debido a que en la dirección X (larga) del caso B se tienen muros de 9 m que rigidizan a la estructura mucho más que en la otra dirección, donde se tienen muros de 6 m.

Para el diseño se utilizaron las respuestas dinámicas; los resultados estáticos sólo se muestran con fines comparativos.

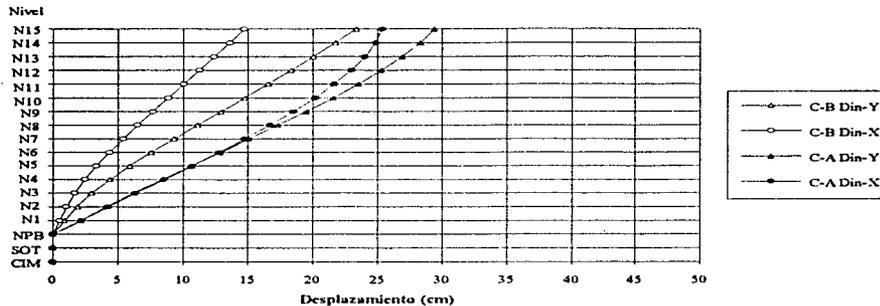


Fig 4.2.- Desplazamientos máximos horizontales, análisis sísmico dinámico modal espectral, casos A y B

4.2.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i

Las figs 4.3 y 4.4 presentan las comparaciones de Δ_n / h_i entre los casos A y B, de los análisis sísmicos estático y dinámico, respectivamente.

Para los análisis estáticos, las relaciones Δ_n / h_i del caso A tienden a ser mayores que las del B, situación que se hace más severa en la dirección X (larga); la relación máxima Δ_n / h_i del caso A es en promedio 75 por ciento más grande la de B. El patrón de comportamiento con respecto de la altura de las gráficas para el caso A (trabajo de marcos) es diferente al del caso B (muros), siendo

este último con tendencia a tener valores similares en los entrepisos superiores, independientemente del tipo de análisis.

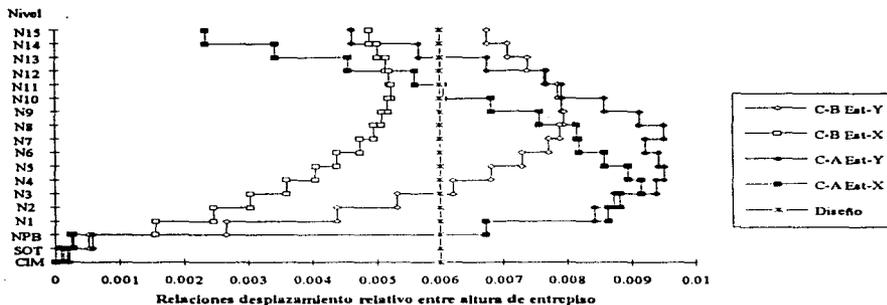


Fig 4.3.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico estático, casos A y B

Tabla 4.5.- Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, casos A y B.

Dirección	CASO A		CASO B	
	γ	Entrepiso	γ	Entrepiso
X	0.00588	4	0.00321	12
Y	0.00591		0.00477	
X	0.00528	8	0.00321	11
Y	0.006		0.00531	

La fig 4.4 compara las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del análisis dinámico, casos A y B. Se tienen respuestas mayores para el caso A; el caso B presenta valores más conservadores, con respecto al límite permisible de 0.006.

La tabla 4.5 compara los valores máximos de las relaciones Δ_n / h_n del análisis dinámico, casos A y B; mientras que para el caso A los valores máximos se presentan en los entrepisos 4 y 8, para el caso B ocurre en los entrepisos 11 y 12. En el caso B, los muros tienden a ser menos importantes en los entrepisos superiores, en cuanto a rigidez lateral se refiere; en estos últimos entrepisos los muros de cortante empiezan a “recargarse” sobre los marcos, en lugar de ayudarles.

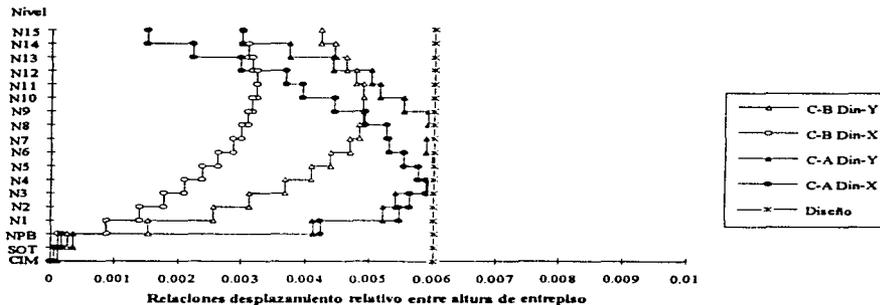


Fig 4.4.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrespiso, análisis dinámico modal, casos A y B

4.2.5 Fuerzas cortantes de entrespiso

La fig 4.5 presenta las fuerzas cortantes de entrespiso del análisis sísmico estático, casos A y B. Estos cortantes tienen valores mayores para el caso A. La tabla 4.6 compara sólo los cortantes basales estáticos; en el caso A se tiene un cortante basal mayor en 26 por ciento con respecto del caso B.

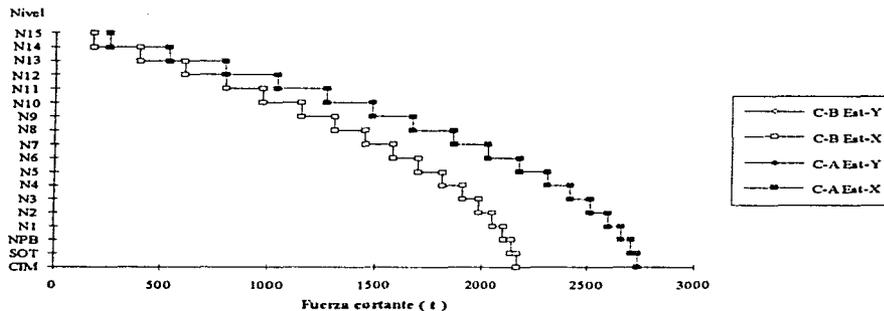


Fig 4.5.- Fuerzas cortantes de entrespiso, análisis sísmico estático, casos A y B

Tabla 4.6.- Fuerzas cortantes basales, análisis sísmico estático, casos A y B

	CASO A	CASO B
Fuerza cortante basal (t)	2653.61	2101.70

La fig 4.6 tiene las fuerzas cortantes de entrepiso de los casos A y B, pero ahora del análisis dinámico. Los cortantes del caso A son mayores a los del B. La tabla 4.7 muestra los valores de las fuerzas cortantes basales, en el caso A se tiene un cortante basal dinámico mayor en 44 por ciento en la dirección X y 38 por ciento más grande en la dirección Y, comparado contra los del caso B.

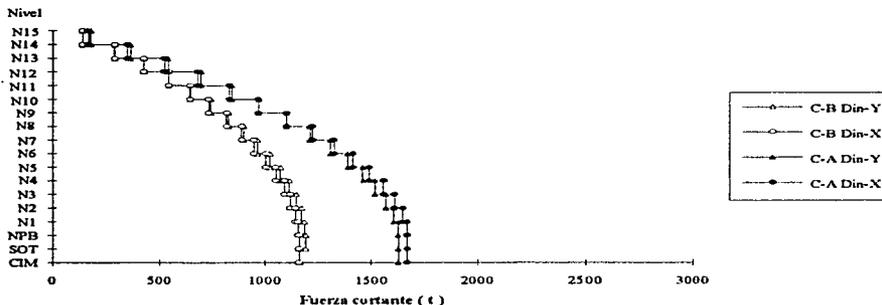


Fig 4.6.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, casos A y B

Tabla 4.7.- Fuerzas cortantes basales, análisis dinámico, casos A y B

Dirección	Cortante Basal (t)	
	CASO A	CASO B
X	1665.66	1153.89
Y	1622.31	1179.81

4.2.6 Elementos mecánicos últimos de vigas y columnas

4.2.6.1 Vigas

Las figs 4.7 a 4.10 presentan y comparan los elementos mecánicos últimos (valores de diseño, seleccionados de la combinación crítica de cargas) de cuatro vigas de tres niveles (1, 7 y 15), casos A y B. Para el caso B, con muros, se trata de las vigas: 6-7, 61-62, 39 y 46 (ver fig 2.10); y para el caso A, sin muros, son las vigas 31-32, 43-44, 3 y 10 (ver fig 2.9). En general, los elementos mecánicos últimos del edificio con sólo marcos son mucho mayores que los del caso con muros; si a caso en el nivel 15 los elementos mecánicos de ambos casos tienden a ser similares, dominando por poco margen los del caso A. Lo anterior ocurre para las vigas de ejes interiores y exteriores. Se notan diferencias importantes, con valores hasta cuatro veces más grandes en los resultados de las vigas del caso A (marcos), precisamente por la gran ayuda de los muros de cortante en el caso B, cuyo trabajo principal, entre otros, fue de cargar a los marcos, principalmente en los entresijos inferiores; en los entresijos superiores tal ayuda ya no es tan efectiva, como se puede observar a partir de comparar qué pasa en las vigas del nivel 15, con respecto a los niveles 7 y 1. Lo anterior concuerda con la ya esperado y explicado anteriormente.

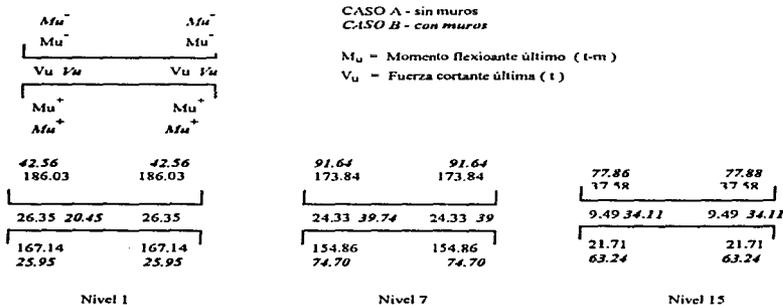


Fig 4.7.- Elementos mecánicos últimos de las vigas 31-32 del caso A y 6-7 del caso B, para los niveles 1, 7 y 15

48.07	48.07
185.04	185.04
27.13	25.81
27.13	
150.39	150.39
13.07	13.07

Nivel 1

48.14	48.14
181.46	181.46
26.37	25.66
26.37	25.66
146.64	146.64
13.48	13.48

Nivel 7

34.83	34.83
43.46	43.46
11.09	19.90
11.09	
16.13	16.13
7.12	7.12

Nivel 15

Fig 4.8.- Elementos mecánicos últimos de las vigas 43-44 del caso A, y 61-62 del caso B, para los niveles 1, 7 y 15

17.31	20.20
180.76	181.40
15.33	9.15
15.41	5.46
154.24	152.96
0.658	0.00

Nivel 1

24.25	40.94
167.88	169.71
14.12	10.89
14.50	14.95
141.21	136.11
21.15	5.56

Nivel 7

18.07	42.33
33.26	40.42
7.32	8.92
7.66	14.48
14.07	10.76
24.35	3.46

Nivel 15

Fig 4.9.- Elementos mecánicos últimos de la viga 3 del caso A y 39 del caso B, para los niveles 1, 7 y 15

41.05	41.10
180.73	179.79
16.05	17.67
15.95	17.08
141.67	143.25
9.78	9.76

Nivel 1

42.51	42.28
174.07	168.96
15.58	18.00
15.15	17.96
129.58	135.46
10.36	10.55

Nivel 7

29.58	24.61
44.22	37.64
8.51	13.60
8.17	12.55
6.40	9.67
0.00	0.00

Nivel 15

Fig 4.10.- Elementos mecánicos últimos de la viga 10 del caso A y 46 del caso B, para los niveles 1, 7 y 15

4.2.6.2 Columnas

En las figs 4.11 a 4.13 se comparan los resultados de tres columnas de los entrepisos NPB-N1, N6-N7 y N14-N15, casos A y B; se tienen carga axial, momento flexionante y cortante. Para el caso B, con muros, son las columnas: 47, 59 y 6 (ver fig 2.8), y para el caso A, sin muros, las columnas 7, 21 y 19 (ver fig 2.7). En general, los elementos mecánicos últimos del edificio a base de solo marcos son mucho mayores que los del caso con muros. Las tendencias de comportamiento, con respecto del efecto de la altura, con y sin muros son similares a lo ya anotado anteriormente para las vigas, como era de esperarse.

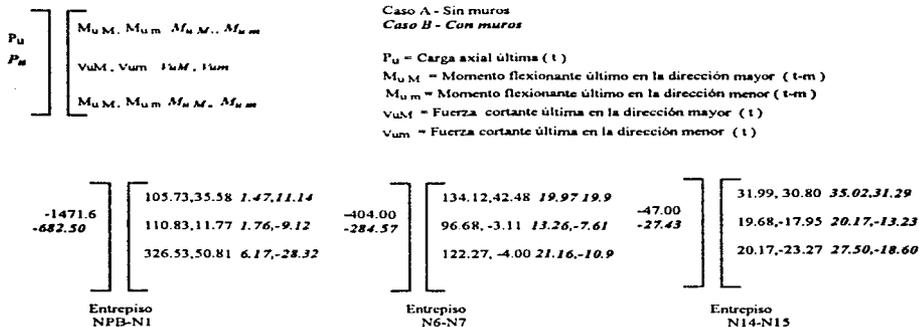


Fig 4.11.- Elementos mecánicos últimos de las columnas 7 (caso A) y 47 (caso B) para los entrepisos NPB-N1, N6-N7 y N14-N15

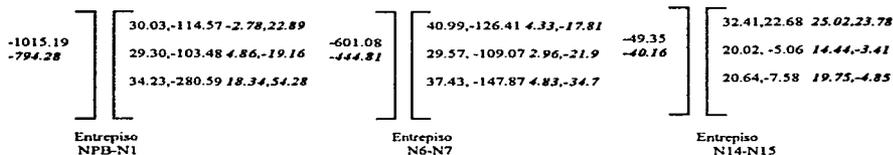


Figura 4.12.- Elementos mecánicos últimos de las columnas 21 (caso A) y 59 (caso B) para los entrepisos NPB-N1, N6-N7 y N14-N15

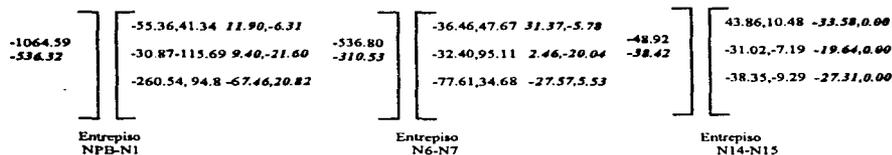


Figura 4.13.- Elementos mecánicos últimos de las columnas 19 (caso A) y 6 (caso B) para los entrepisos NPB-N1, N6-N7 y N14-N15

4.3 Comparación de resultados inelásticos

Los resultados y comparaciones siguientes se hicieron con base en la idea de determinar qué tanto tuvieron que excursionar en el rango inelástico cada una de las estructuras (casos A y B) de este estudio, y que se diseñaron según las especificaciones del RDF-93 y sus Normas Técnicas correspondientes. Para esta parte se utilizó el DRAIN-2D.

4.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 4.14 a 4.21 comparan los desplazamientos horizontales máximos totales de todos los ejes analizados paso a paso, comportamientos elásticos e inelásticos, casos A y B. Se utilizarán los resultados de los ejes 2 y C, caso A, para comparar con los de los ejes 1 y A, caso B; los eje 2 y C son representativos de lo que sucede en la estructura A, direcciones X y Y, respectivamente.

El eje 2, caso A, presenta mucha mayor flexibilidad que los ejes 1 y 2 del caso B, debido a la presencia de los muros que rigidizan de gran forma a la estructura B; la misma tendencia ocurre al comparar las respuestas de los ejes cortos, pero en menor escala; para la dirección transversal, caso B, se cuenta con muros de 6 m de longitud y no de 9 m como se tiene en la dirección longitudinal, con más rigidez. Las diferencias anteriores resultan mayores cuando las estructuras excursionan en el comportamiento inelástico.

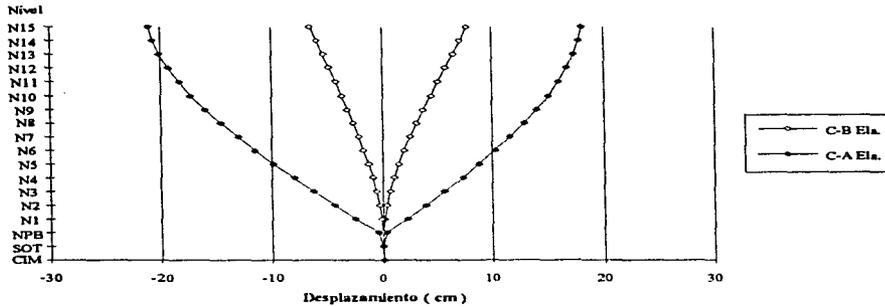


Fig 4.14.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento elástico, ejes 2 (caso A) y 1 (caso B)

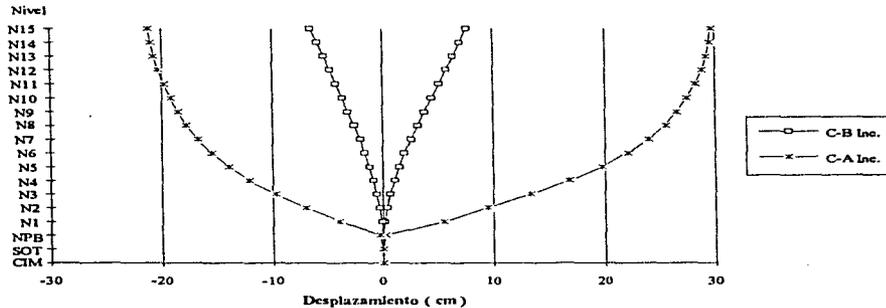


Fig 4.15.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento inelástico, ejes 2 (caso A) y 1 (caso B)

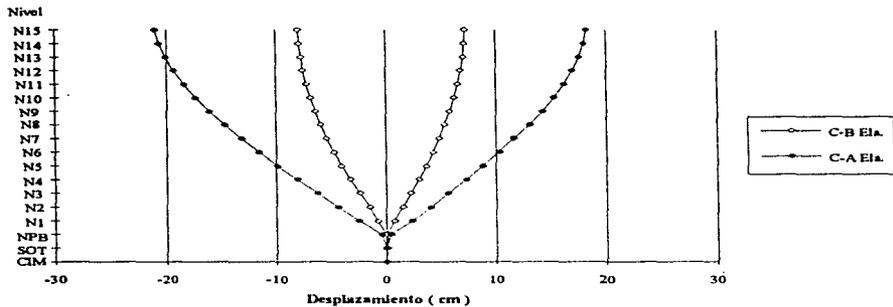


Fig 4.16.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento elástico, eje 2, casos A y B

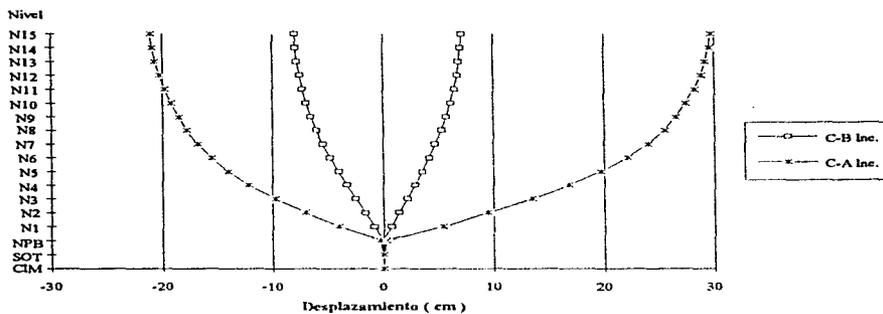


Fig 4.17.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento inelástico, eje 2, casos A y B

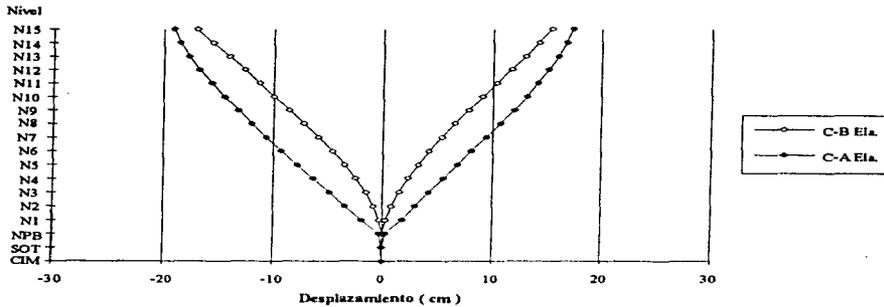


Fig 4.18.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento elástico, eje A (caso B) y C (caso A)

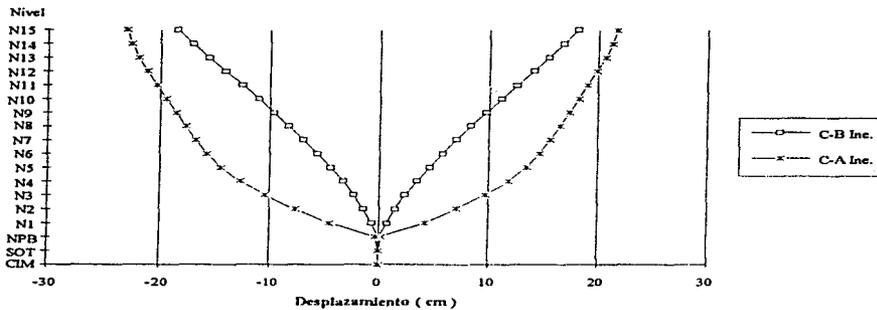


Fig 4.19.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento inelástico, ejes A (caso B) y C (caso A)

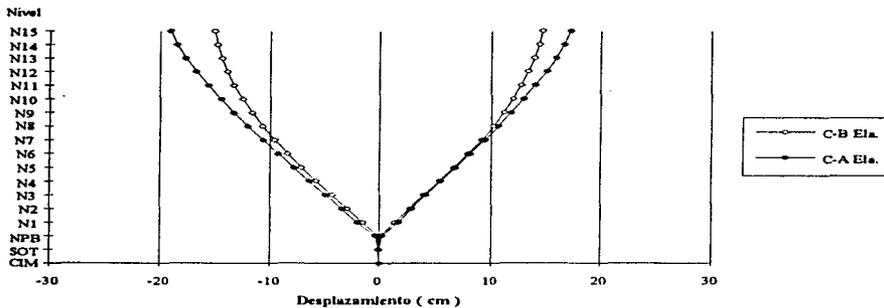


Fig 4.20.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento elástico, eje C, casos A y B

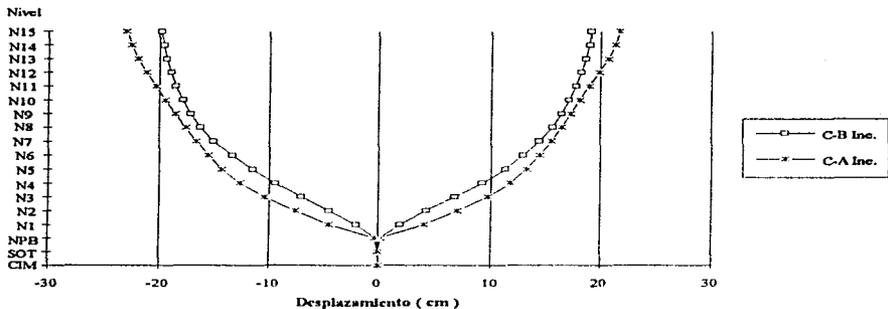


Fig 4.21.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos, comportamiento inelástico, eje C, casos A y B

4.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i

Las figs 4.22 a 4.29 comparan las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de todos los ejes analizados paso a paso, comportamiento elástico e inelástico, casos A y B. La forma de cómo se comparan las respuestas es similar a lo anteriormente expuesto con base en los desplazamientos horizontales máximos.

Con este tipo de comparaciones se puede corroborar lo que ya se había visto con los desplazamientos horizontales máximos, comportamientos elástico e inelástico; estos, la estructura B (con muros) es mucho más rígida, con periodos de vibración más lejanos del periodo dominante de la excitación SCT utilizado (2 segundos), y por tanto ante fuerzas sísmicas más pequeñas. Nótese, sin embargo, que en la mayoría de los ejes, caso B, analizados, los niveles superiores tienden a tener respuestas mayores respecto de lo que ocurre con los ejes correspondientes del caso A, ya que en estos niveles la participación de los muros ya no es tan importante. Debido al efecto de los muros, el patrón de comportamiento de las Δ_n / h_i , contra la altura del edificio, tiende a permanecer constante, típico de estructuras en que dominan los muros de cortante.

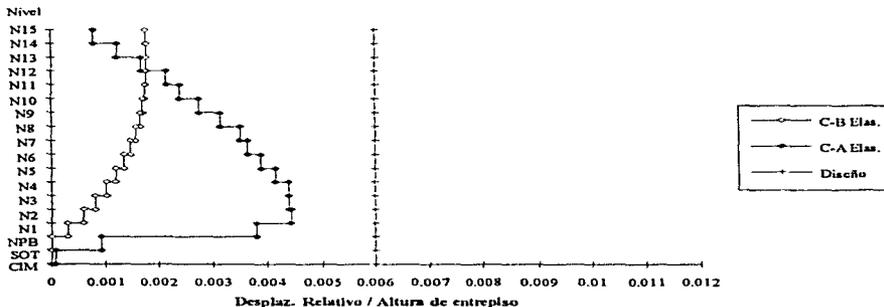


Fig 4.22.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento elástico, ejes 1 (caso B) y 2 (caso A)

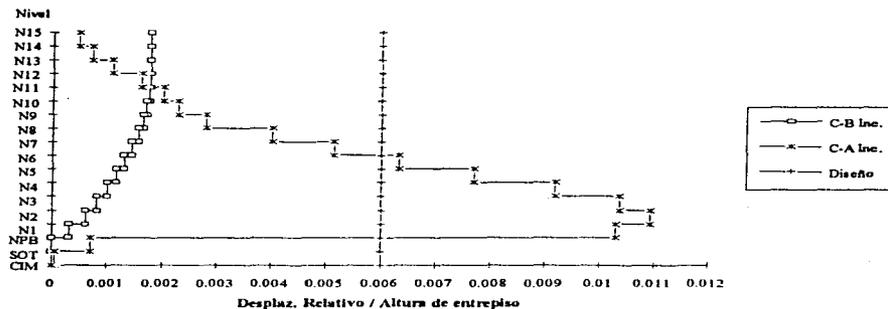


Fig 4.23.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento inelástico, ejes 1 (caso B) y 2 (caso A)

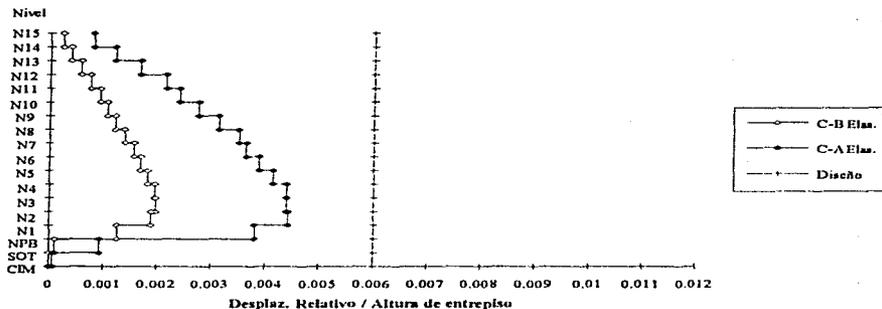


Fig 4.24.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento elástico, ejes 2, casos A y B

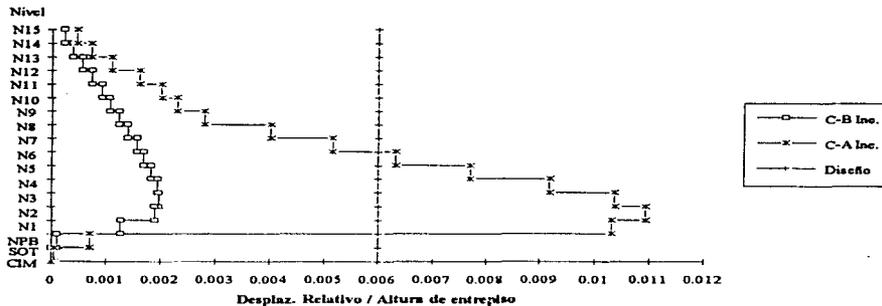


Fig 4.25.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento inelástico, ejes 2, casos A y B

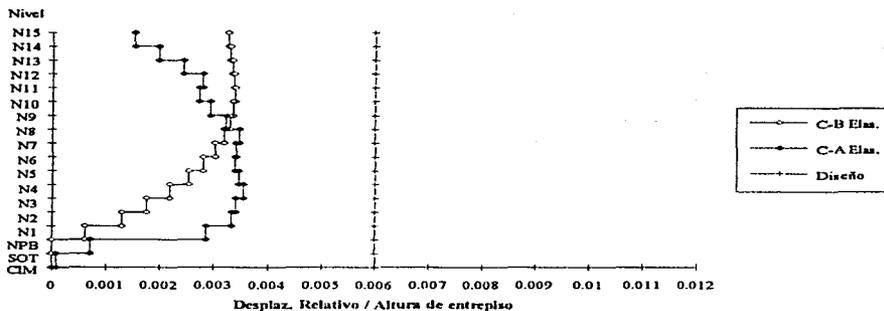


Fig 4.26.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento elástico, ejes A (caso B) y C (caso A)

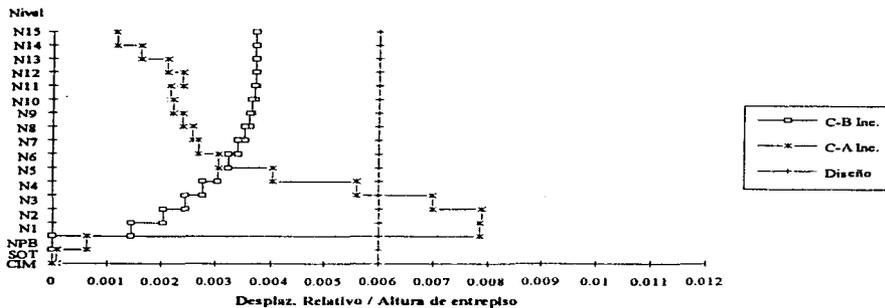


Fig 4.27.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento inclástico, ejes A (caso B) y C (caso A)

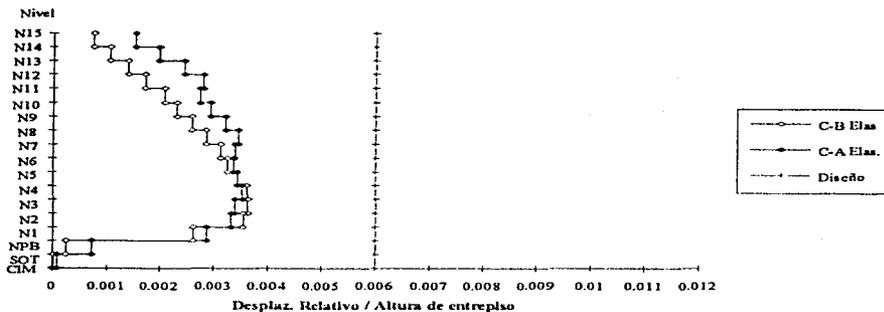


Fig 4.28.- Comparación de desplazamientos relativos entre altura de entrepiso, comportamiento elástico, eje C, casos A y B

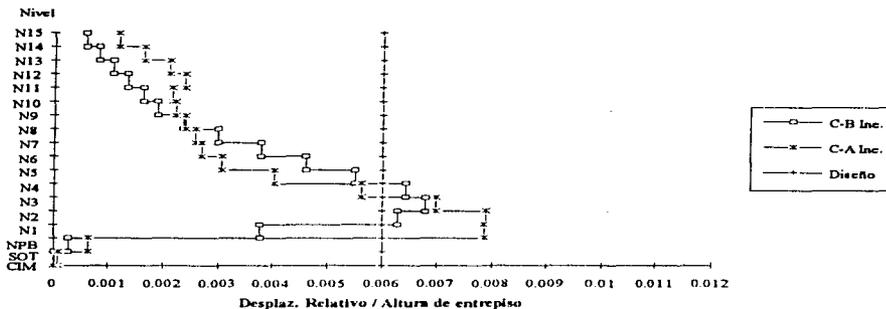


Fig 4.29.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, comportamiento inelástico, ejes C, casos A y B

4.3.3 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

A continuación se hacen varias comparaciones, con el apoyo de las figuras del cap 3.

Al comparar las respuestas elásticas de los ejes largos de los casos A y B (figs 3.41, 3.45 y 3.47), el eje 2 (interior) del edificio sin muros presenta un cortante basal y un desplazamiento horizontal máximo en azotea por arriba de los ejes del caso B; el eje 1 (externo) con muros, tiene la mayor rigidez (inclinación), pero el eje 2 de la misma estructura B le ocurre lo contrario. Al comparar las respuestas de los análisis inelásticos (figs 3.42, 3.46 y 3.48), los ejes 1 y 2 (caso B) no excursionan en el rango no lineal, lo que si ocurre con el eje 2 del edificio sin muros. Al comparar los resultados de los análisis elástico contra inelástico, el eje 2 (caso A) sin muros presenta grandes cambios (figs 3.41 y 3.42), que comprueba que si hubo deformaciones en el rango inelástico; en el caso con muros, no hay variación entre los análisis elástico e inelástico para los ejes 1 y 2 (figs 3.45, 3.46, 3.47y 3.48)

Para los ejes C se presenta la misma tendencia de comportamiento que le ocurre a los ejes largos (figs 3.43, 3.44, 3.51 y 3.52). Hay variaciones con respecto de lo que ocurre con los ejes largos, al comparar el eje exterior de un caso contra el interior del otro; es decir, entre el eje C del caso A y el eje A del caso B (figs 3.43, 3.44, 3.49 y 3.50), ya que el eje A presenta variaciones más

grandes en sus valores de fuerza cortante basal tanto para el análisis elástico como para inelástico. Si hay variación entre las gráficas de los análisis elástico e inelástico del eje A (caso B) lo cual quiere decir que hubo una incursión más significativa en el rango inelástico, con respecto de lo que no se detectó en el eje 1 del mismo edificio con muros; en la otra dirección corta se tiene un muro de 6 m de longitud, que no trabaja de igual forma que el de 9 m de la dirección larga.

4.3.4 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales

4.3.4.1 Vigas

La viga seleccionada corresponde al primer nivel, extremo izquierdo: viga 13 para el eje 2, casos A y B (fig 3.2), la viga 10 para el eje C, casos A y B (fig 3.4), y viga 1 para los ejes 1 y A del caso B (figs 3.6 y 3.8).

Al comparar las historias de momentos flexionantes de las vigas de los ejes largos (figs 3.53, 3.55 y 3.56): en el eje 2 (caso A) se presentan los momentos mayores, análisis elástico e inelástico, con bastantes ciclos en que se alcanza la fluencia; en el eje 1 (caso B) los valores de los momentos actuantes son muy pequeños; y en el eje 2 (caso B) se llega al momento resistente en dos ciclos, y de manera casi despreciable. Para los ejes cortos (figs 3.54, 3.57 y 3.58) sucede algo muy parecido a los ejes de la otra dirección; la única diferencia, si acaso, consiste en un ligero incremento en los momentos actuantes del eje interior C, caso B.

Al comparar las historias de fuerzas cortantes de las vigas de los ejes de los edificios A y B (figs 3.59 a 3.64) es muy notoria la diferencia existente entre los dos casos; aunque en ninguna viga de dichos ejes el cortante actuante llega a sobrepasar al cortante resistente, es evidente que los valores de los cortantes actuantes en los ejes del caso con muros son muy inferiores a los del caso sin muros; en el caso B, los muros se encargan de absorber la mayor cantidad de cortante, dejando casi nada a las vigas y a las columnas.

4.3.4.2 Columnas

La columna extrema izquierda parte inferior del entrepiso NPB-N1, que se seleccionó para observar sus elementos mecánicos en el tiempo, es la columna 4 de los ejes 2 y C, casos A y B (figs 3.3 y 3.5)

Las columnas de los ejes del caso A observan valores mayores y con más dispersión en las relaciones de carga axial -momento flexionante (figs 3.65 a 3.68); lo anterior se nota más en los momentos flexionantes. En el eje 2, caso B, los valores de la relación P-M son muy pequeños. En el caso A, el comportamiento de la columna es principalmente a flexión con una importante participación de la carga axial (obsérvese la inclinación de las gráficas), situación que no se presenta tan acentuada en los ejes del caso con muros; en el eje interior C hay una cierta inclinación, pero con cargas axiales pequeñas.

En las historias de fuerzas cortantes (figs 3.69 a 3.72), como ocurrió en vigas, se observa que en ambos casos las columnas disponen de una adecuada reserva de resistencia al cortante, asegurándose así la no existencia de una falla frágil; lo anterior es aún más notable en el caso B, donde los valores de la fuerza cortante actuante son muy pequeños, con respecto de los del caso A. Los muros se encargan de tomar todo el cortante, dejando muy poco a las columnas.

4.3.5 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local

Distribución de rótulas plásticas

- Eje 2, caso A, contra ejes 1 y 2 del caso B (figs 3.82, 3.84 y 3.85). En el caso A, se presentan 102 rótulas, repartidas en las vigas de casi todos los niveles, exceptuando las del nivel 15 y algunas del 14; se presentan articulaciones plásticas en todos los extremos inferiores de las columnas del entrepiso N1-NPB. En el eje 1 (caso B) se presentan sólo 17 rótulas en las vigas del nivel 4 al 15, y no hay rótulas en columnas ó muros. Por lo que respecta al eje 2 (caso B), únicamente se tienen 6 rótulas plásticas en algunas vigas.
- Eje C, caso A, contra ejes A y C del caso B (figs 3.83, 3.86 y 3.87). En el caso A, se presentan 82 rótulas plásticas en vigas, repartidas en los niveles 1 al 14, rótulas en todos los extremos inferiores de las columnas del entrepiso N1-NPB. El eje A, caso B, presenta rótulas plásticas en las vigas de los 15 niveles, y en la base de los dos muros del entrepiso NPB-N1. En el eje C se presentan 47 articulaciones plásticas en las vigas de los niveles 1 al 10, con fluencia en dos columnas.

Demandas máximas de ductilidad local en miembros estructurales

Vigas

- Eje 2, caso A, contra ejes 1 y 2, caso B. Las demandas máximas de ductilidad local del eje 2, caso A (fig 3.88) presentan valores de hasta 7.5, en los niveles inferiores. El eje 1, caso B (fig 3.92) tiene demandas máximas del orden de 3, con los máximos en los niveles superiores. Para el eje 2, caso B (fig 3.93), las demandas son muy pequeñas, y se presentan en niveles aislados.
- Eje C, caso A, contra ejes A y C, caso B. En el eje C, caso A, las demandas máximas de ductilidad (fig 3.90) alcanzan valores de 5.5 en los niveles inferiores. Para el eje A, caso B (fig 3.94) se tienen demandas de 2.8, con el valor mayor en el nivel inferior, y hay una mejor repartición entre todos los niveles. Para el eje C, caso B (fig 3.96), se presenta un valor máximo de 5.7, ligeramente mayor que el caso A, pero con una repartición de demandas más uniforme entre los niveles NPB a N10.

Columnas

- Eje 2, caso A, contra ejes 1 y 2, caso B. Para el eje 2, caso A (fig 3.89) sólo hay demanda de ductilidad (de 8.5) en el entrepiso NPB-N1. En el eje 1, caso B no hay fluencias en columnas y en muros. En el eje 2, caso B, tampoco hay fluencias en columnas.
- Eje C, caso A, contra ejes A y C, caso B. Para el eje C, caso A (fig 3.91) hay demandas de ductilidad (de 8.9) en el entrepiso NPB-N1, y una muy pequeña en el entrepiso N3-N4. En el eje A, caso B, hay una pequeña fluencia en el muro del entrepiso NPB-N1. En el eje C, caso B, no hay fluencias en columnas.

5.1 Conclusiones

Se analizaron y diseñaron dos estructuras (casos A y B) de 15 niveles más sótano, losa de cimentación y pilotes de punta, sin y con muros de cortante en ambas direcciones. Son estructuras del grupo B, ubicadas en la zona compresible del valle de México. La revisión del estado límite de servicio (desplazamientos laterales) se hizo para que el desplazamiento horizontal relativo no excediera el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso. Y, las resistencias se proporcionaron para el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

- ⇒ El sistema sismorresistente de la estructura caso A es a base de marcos en las dos direcciones.
- ⇒ El sistema sismorresistente de la estructura caso B es a base de marcos y muros de cortante de concreto reforzado, ambas direcciones.

El diseño de los diferentes elementos estructurales, ambos edificios, se hizo con base en un análisis dinámico modal, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales y los efectos P- Δ , cumpliendo con todas las especificaciones del RDF-93 y sus Normas Técnicas correspondientes; en esta etapa del diseño se llevaron a cabo análisis estructurales bajo el comportamiento tridimensional, y no a base de marcos planos acoplados por los sistemas de piso. Después, se revisó el comportamiento sísmico inelástico ante el registro de aceleraciones SCT-EW; la tendencia de formación de articulaciones plásticas, ambas estructuras, se presentó principalmente en vigas, y en el

caso de columnas sólo hubo articulaciones en los extremos inferiores de la planta baja. Esto es, los dos edificios presentan un comportamiento sísmico inelástico que va de acuerdo a la filosofía “columna fuerte - viga débil”. En general, las demandas máximas de ductilidad local en los miembros estructurales se encontraron dentro de lo permisible.

Al comparar las respuestas sísmicas entre los edificios (A y B), se presentaron diferencias importantes, a saber:

Análisis Sísmico dinámico modal espectral (elástico). Diseño

- Las dimensiones de los miembros estructurales, vigas y columnas del caso A resultaron mucho mayores que las que se obtuvieron en el caso B: el peralte de las vigas del caso A resultó 70 por ciento por arriba de las del caso B; mientras que en el caso A se tenían columnas de 110 x 110 cm en planta baja, en el caso B resultaron de 80 x 80 cm. Lo anterior parece congruente, debido a la presencia de los muros de cortante (ambas direcciones) en el edificio B.
- Los periodos de vibración del caso sin muros resultaron mayores a los del caso B, ante la mayor rigidez lateral que presenta el caso con muros.
- Los desplazamientos horizontales máximos del caso A, resultado de utilizar el análisis dinámico modal espectral, son hasta 70 por ciento superiores a los del sistema B en la dirección larga.
- Las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del caso A resultaron mayores. El valor máximo de estas relaciones se presentó en el entrepiso 4 para el caso A, y en el entrepiso 12 para el otro edificio: lo anterior indica que, en el caso con muros, éstos no trabajan de igual manera en los niveles superiores como lo hacen en los inferiores. En ambos casos se cumple con el valor límite permisible para la revisión del estado límite de servicio.
- La fuerza cortante basal del caso A, ambas direcciones, resultó mayor que la del caso B; lo anterior se debe, en parte, a que la estructura es más pesada en el caso sin muros.

Análisis dinámico paso a paso (inelástico). Revisión

- Los desplazamientos horizontales máximos totales de todos los ejes del caso A (sin muros), análisis elásticos (utilizando resistencias muy grandes) e inelásticos (usando las resistencias del diseño), resultaron mayores con respecto del edificio con muros, como era de esperarse; la estructura A está más cercana a la zona del periodo dominante (2 s) de la excitación SCT.

- Las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de los ejes del edificio sin muros fueron mayores; salvo en algunos ejes, en los niveles superiores, dichas relaciones resultaron ligeramente superiores para el caso B, debido a que los muros ya no trabajan igual en estos niveles, en cuanto a rigidez lateral se refiere (ver fig 1.10). Los valores del cortante basal y de los desplazamientos laterales son mayores para el caso sin muros.
- Al revisar las historias de elementos mecánicos de la viga tipo, ambos casos, el momento flexionante actuante del caso A resulta bastante mayor que el del caso B. Lo mismo sucede con la fuerza cortante, pero en ninguno de los dos casos dicha acción sobrepasa el cortante resistente; las respuestas del caso A son mucho mayores que las del B, donde se observa el buen trabajo de los muros, al absorber casi toda la fuerza cortante que introduce el sismo.
- Al revisar las historias de elementos mecánicos en columnas, los valores de las relaciones carga axial - momento flexionante del caso A son más grandes. En las historias de fuerzas cortantes, ambos casos, las columnas disponen de una adecuada reserva de resistencia al cortante; en las columnas del caso B se presentan valores mucho menores.
- La estructura B es, por mucho, más rígida, con respecto de la del caso A; el caso B estuvo más lejos de la zona del periodo dominante (2 s) de la excitación SCT utilizada. Lo anterior se observa en las demandas desarrolladas de ductilidad local en los miembros estructurales; por ejemplo: la demanda máxima de ductilidad local en la viga estudiada del eje 2, caso A, alcanzó un valor de 7.5 contra un valor menor de 3 en la correspondiente al caso B. Otro ejemplo resulta al comparar la distribución global de rótulas plásticas: mientras que en el eje 2, caso A, se presentaron 102 rótulas plásticas en vigas, en el eje 2, caso B, sólo se presentan 6. Lo anterior fue repetitivo con los miembros de los otros ejes.

En general, se observa que al diseñar, según indica el Reglamento, la tendencia del mecanismo de falla de las estructuras cumple con la filosofía de "columna fuerte - viga débil".

El análisis dinámico paso a paso, realizado con el programa DRAIN, permite hacer una modelación más representativa del movimiento real del suelo, al que va a estar sujeto la estructura. Sin embargo, se debe ser muy cuidadoso al modelar en dos dimensiones una estructura tridimensional, de lo contrario se podrían estar obteniendo resultados falsos.

Al agregar muros de concreto reforzado a una estructura, ésta tendrá mayor rigidez lateral, y menores desplazamientos horizontales; puede resultar más fácil conservar y diseñar ante el límite permisible de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso. Para la estructura B de este trabajo,

el cortante basal que se presentó es menor que el de la estructura a base de marcos, debido a la influencia de los periodos de vibración de cada estructura, con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo. Se observa que los muros de los niveles superiores ya no ofrecen el mismo trabajo que el de los inferiores; en este tipo de estructuras se deberá dar vital importancia al diseño de los muros inferiores. La gran rigidez que aportan los muros es excelente ante un evento sísmico, pero debe tenerse cuidado en la forma cómo se va a disipar la energía del sismo, en lo referente a la ductilidad. Debe diseñarse y detallarse con mucha atención a dichos muros estructurales.

5.1 Recomendaciones

- En construcciones de cierta altura, desplantadas en suelos compresibles (como la zona III del D.F.), en donde se busca que la estructura presente una adecuada rigidez lateral, el uso de muros es una solución que resuelve y controla este problema.
- El sistema de muros unidos adecuadamente con marcos, proporciona una rigidez alta para mejorar el control de daños estructurales en el edificio.
- Al usar una estructuración a base de muros la estructura puede resultar demasiado rígida, con posible tendencia a no desarrollar suficiente ductilidad; en este tipo de edificios se debe ser muy cuidadoso en respetar lo que indican las Normas Técnicas Complementarias para estructuras dúctiles, y además se deberá tener especial interés en el diseño de las uniones de los elementos estructurales, para así asegurar la adecuada capacidad de disipación de energía. No debe descuidarse el diseño de la cimentación, principalmente en las zonas donde se localizan los elementos estructurales, muros de cortante, debido a su gran rigidez. Debe tenerse cuidado en los problemas de torsión, ubicando adecuadamente, de la mejor forma simétrica, a dichos elementos.
- Es necesario hacer más estudios sobre el comportamiento sísmico de estructuras altas regulares e irregulares en planta y en elevación que presenten muros, para así llegar a conclusiones y recomendaciones más generales, y de uso en la práctica profesional.

Referencias

- 1) Diario Oficial de la Federación, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, D.D.F., México, D.F., 1993.
- 2) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F., México, D.F., 1993.
- 3) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, D.D.F., México, D.F., 1993.
- 4) Bertero V. V. y Aktan A.E., The Seismic Resistant Design of R/C Coupled Structural Walls, Universidad de California, Berkeley, California, E.U., 1981.
- 5) Bertero V.V. et al, Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 1/5 th-Scale Model of a 7-Story R/C Frame-Wall Test Structure, Universidad de California, Berkeley, California, E.U., 1984.
- 6) Meli Piralla, Diseño Estructural, Ed. Limusa, México, D.F., 1994.
- 7) Bazán Zurita y Meli Piralla, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Ed. Limusa, México, D.F., 1995.
- 8) Avila Jorge. A. y Durán Roberto, Respuesta sísmica de edificios típicos de la Ciudad de México, tercera etapa, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., Informe para el D.D.F., 1991.
- 9) Avila Jorge A., Comparación de la respuesta sísmica inelástica de un edificio nuevo con y sin diagonales de acero, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1996.
- 10) Hernández Aguilar P., Respuesta sísmica inelástica de edificios irregulares en elevación, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1994.
- 11) Wilson E. y Habibullah A., ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, Computers & Structures Inc., California, E.U., 1990.
- 12) Kanaan A. E. y Powell G.H., Drain-2D, inelastic dynamic response of plane structures, Universidad de California, Berkeley (1973), adaptado para computadora personal por J. N. Dyer (Instituto de Ingeniería, UNAM)
- 13) Ghosh S.K. y W. Domel August, Design of Concrete Building for Earthquake & Wind Forces, Portland Cement Association and the International Conference of Building Officials, E.U., 1991.
- 14) Ghali A. y Neville A., Análisis Estructural, Ed. Diana, 2ª ed., México, D.F., 1984.
- 15) Loera S. et al, Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Publicación ES-2, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1991.
- 16) Meli Piralla y M. Rodríguez, Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado, Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

A continuación se presentan las hojas de cálculo en donde se obtuvieron las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros. Dichas demandas se calculan con la siguiente expresión (ref 10) :

$$\mu_L = \frac{\phi_{máx}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$\phi_p = \theta_p / l_p$ y $\phi_y = M_y / EI$

μ_L = Demanda de ductilidad local

ϕ_p = Curvatura plástica

θ_p = Rotación plástica

l_p = Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

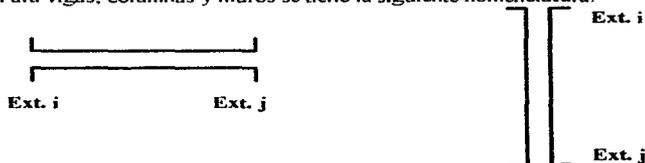
θ_y = Curvatura de fluencia

M_y = Momento de fluencia

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = Momento de inercia de la sección transversal

Para vigas, columnas y muros se tiene la siguiente nomenclatura:



DEMANDAS MÁXIMAS DE DUCTILIDAD EN COLUMNAS

CASO A. EJE 2

No.	M _y ⁻		M _y ⁺		M _x ⁻		M _x ⁺		θ _p ⁻	θ _p ⁺	d	f _c	f _t	φ _p	φ _p ⁺	I	I	φ _y ⁻	φ _y ⁺	φ _y ⁻	φ _y ⁺	μ _L ⁻	μ _L ⁺	μ _L ⁻	μ _L ⁺
	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)																	
4	4707.3	7361.4	0.7623524	0.3078676	1484.7	1207.9	0	0	102.5	4.23E-05	4.7E-05	0	0	221.951	22200.33	1.74E-03	1.03E-03	5.51E-06	4.47E-06	3.43E-11	8.1370326	1	1	1	1
22	51745.2	52811.4	0.0665079	0.3072334	1378	19574.1	0	0	102.5	4E-05	4.9E-05	0	0	221.951	22200.33	1.92E-03	1.83E-03	7.92E-06	7.26E-06	6.08E-09	4.7450793	1	1	1	1
40	51900	52701.5	0.0611422	0.3070313	11454.2	22250.6	0	0	102.5	4.04E-05	4.92E-05	0	0	221.951	22200.33	1.91E-03	1.89E-03	7.84E-06	7.46E-06	3.1151603	4.5473861	1	1	1	1
58	48955.4	52749.5	0.3067272	0.3070313	20228.3	29481	0	0	102.5	4.17E-05	4.83E-05	0	0	221.951	22200.33	1.85E-03	1.83E-03	7.75E-06	7.46E-06	3.2235540	4.5037324	1	1	1	1
76	27461	47345.8	0.3061838	0.3072334	12134.1	13766.5	0	0	102.5	4.3E-05	4.5E-05	0	0	221.951	22200.33	1.82E-03	1.7E-03	4.48E-06	5.18E-06	3.8155714	5.028105	1	1	1	1

DEMANDAS MÁXIMAS DE UTILIDAD EN VICIOS

CASO A LIFE C

Nº	M ₁	Est ₁	Est ₂	Est ₃	Est ₄	Est ₅	Est ₆	Est ₇	Est ₈	Est ₉	Est ₁₀	Est ₁₁	Est ₁₂	Est ₁₃	Est ₁₄	Est ₁₅	Est ₁₆	Est ₁₇	Est ₁₈	Est ₁₉	Est ₂₀		
Nº	M ₂	Est ₁	Est ₂	Est ₃	Est ₄	M ₃	M ₄	Est ₉	Est ₁₀	Est ₁₁	Est ₁₂	Est ₁₃	Est ₁₄	Est ₁₅	Est ₁₆	Est ₁₇	Est ₁₈	Est ₁₉	Est ₂₀	Est ₂₁	Est ₂₂		
	(t/cm)	(t/cm)				(t/cm)	(t/cm)																
10	2.1E-04	1.0E-04	3.7E-03	7.8E-03	2.4E-04	2.0E-04	0.0E-03	1.1E-03	95	7.7E-03	8.31E-03	7.4E-03	9.31E-03	221.359	416666.6	3.11E-03	1.9E-03	2.6E-03	2.21E-03	3.56101	5.526734	3.79961	5.121614
11	2.4E-04	2.01E-04	3.2E-03	7.7E-03	2.4E-04	2.0E-04	0.3E-03	1.41E-03	95	8.4E-03	8.1E-03	7.9E-03	8.8E-03	221.359	416666.6	2.81E-03	2.1E-03	2.4E-03	2.21E-03	4.227023	4.71699	3.991084	5.007824
12	2.4E-04	2.02E-04	3.2E-03	8.21E-03	2.4E-04	1.8E-04	0.3E-03	1.41E-03	95	8.1E-03	8.4E-03	7.8E-03	8.8E-03	221.359	416666.6	2.8E-03	2.1E-03	2.4E-03	2.21E-03	4.03738	4.846682	3.921618	5.013001
13	2.1E-04	1.7E-04	3.2E-03	7.8E-03	2.5E-04	2.2E-04	5.7E-03	3.4E-03	95	7.4E-03	7.5E-03	6.0E-03	7.8E-03	221.359	416666.6	3.0E-03	1.9E-03	2.4E-03	2.4E-03	3.41222	4.801803	3.70238	4.217312
14	2.4E-04	2.2E-04	3.2E-03	6.9E-03	2.4E-04	2.2E-04	6.9E-03	1.1E-03	95	7.8E-03	8.0E-03	6.9E-03	7.8E-03	221.359	416666.6	2.9E-03	2.1E-03	2.4E-03	2.4E-03	3.47317	3.82343	3.63666	4.100111
15	2.4E-04	2.2E-04	6.9E-03	6.8E-03	2.4E-04	1.8E-04	6.4E-03	7.7E-03	95	6.8E-03	7.0E-03	6.2E-03	8.1E-03	221.359	416666.6	2.8E-03	2.4E-03	3.0E-03	1.9E-03	3.56641	3.94381	3.221964	5.173159
16	2.7E-04	1.7E-04	5.9E-03	5.81E-03	2.5E-04	2.1E-04	4.2E-03	3.9E-03	95	5.7E-03	5.91E-03	4.4E-03	4.21E-03	221.359	416666.6	3.1E-03	1.8E-03	2.7E-03	2.3E-03	2.87483	4.150364	2.621546	3.613967
17	2.5E-04	2.1E-04	5.5E-03	5.0E-03	2.5E-04	2.3E-04	3.1E-03	5.7E-03	95	6.0E-03	5.9E-03	5.4E-03	6.5E-03	221.359	416666.6	2.7E-03	2.3E-03	2.7E-03	2.7E-03	3.17583	3.274616	2.761319	3.525847
18	2.5E-04	2.1E-04	4.7E-03	5.9E-03	2.7E-04	1.7E-04	4.91E-03	6.1E-03	95	5.6E-03	5.81E-03	5.6E-03	6.4E-03	221.359	416666.6	2.7E-03	2.3E-03	3.0E-03	1.8E-03	2.81543	3.57585	2.713154	4.161674
19	2.4E-04	1.6E-04	3.6E-03	3.4E-03	2.7E-04	2.3E-04	2.0E-03	3.2E-03	95	3.7E-03	3.8E-03	2.0E-03	3.8E-03	221.359	416666.6	2.4E-03	1.7E-03	2.0E-03	2.3E-03	2.8734	3.21193	1.8E719	2.68296
20	2.5E-04	2.1E-04	3.6E-03	3.0E-03	2.4E-04	2.1E-04	3.1E-03	3.6E-03	95	3.4E-03	3.2E-03	3.2E-03	3.7E-03	221.359	416666.6	2.7E-03	2.4E-03	2.7E-03	2.9E-03	2.41928	2.419974	2.21825	2.64251
21	2.4E-04	2.1E-04	2.5E-03	3.2E-03	2.6E-04	1.6E-04	3.0E-03	4.0E-03	95	2.6E-03	3.7E-03	3.1E-03	4.3E-03	221.359	416666.6	2.6E-03	2.4E-03	2.8E-03	1.7E-03	1.97593	2.47732	2.10467	3.46505
22	2.5E-04	1.4E-04	1.8E-03	2.3E-03	2.4E-04	1.9E-04	5.7E-04	2.4E-03	95	1.9E-03	2.2E-03	3.9E-04	2.7E-03	221.359	416666.6	2.7E-03	1.5E-03	2.4E-03	2.1E-03	1.70433	2.631254	1.151115	2.074131
23	2.4E-04	1.8E-04	1.8E-03	1.8E-03	2.4E-04	1.9E-04	1.5E-03	2.1E-03	95	1.4E-03	1.9E-03	1.4E-03	2.3E-03	221.359	416666.6	2.6E-03	2.1E-03	2.6E-03	2.1E-03	1.70319	1.92522	1.611764	2.094837
24	2.4E-04	1.9E-04	4.4E-04	1.8E-03	2.5E-04	1.4E-04	1.3E-03	2.4E-03	95	4.0E-04	1.3E-03	1.4E-03	2.7E-03	221.359	416666.6	2.4E-03	2.1E-03	2.7E-03	1.5E-03	1.25759	1.92802	1.57073	2.79474
25	2.3E-04	1.4E-04	1.8E-03	1.2E-03	2.1E-04	1.9E-04	0E-00	1.0E-03	95	1.1E-03	1.2E-03	0	1.9E-03	221.359	416666.6	2.5E-03	1.9E-03	2.3E-03	2.1E-03	1.43676	1.87299	1	1.3E505
26	2.3E-04	1.8E-04	3.8E-04	3.6E-04	2.3E-04	1.9E-04	7.7E-04	1.1E-03	95	1.0E-03	1.0E-03	8.1E-04	1.1E-03	221.359	416666.6	2.5E-03	2.0E-03	2.5E-03	2.1E-03	1.3E703	1.82139	1.916419	1.56312
27	2.2E-04	1.9E-04	0E-00	4.0E-04	2.3E-04	1.4E-04	2.6E-04	1.5E-03	95	0	8.0E-04	3.2E-04	1.4E-03	221.359	416666.6	2.9E-03	2.0E-03	2.5E-03	1.5E-03	1	1.42581	1.3E741	2.06465
28	2.2E-04	1.2E-04	6.8E-04	1.0E-03	1.9E-04	1.7E-04	0E-00	8.1E-04	95	7.2E-04	1.0E-03	0	8.3E-04	221.359	416666.6	2.4E-03	1.9E-03	2.2E-03	1.8E-03	1.29675	1.83397	1	1.45319
29	2.1E-04	1.7E-04	4.5E-04	4.2E-04	1.9E-04	4.7E-04	8.1E-04	8.1E-04	95	8.7E-04	7E-04	1E-04	8.9E-04	221.359	416666.6	2.3E-03	1.8E-03	2.2E-03	1.8E-03	1.77498	1.99126	1.30749	1.47257
30	2.1E-04	1.7E-04	0E-00	6.4E-04	2.2E-04	1.2E-04	5.6E-04	1.2E-03	95	0	2.5E-04	3.9E-04	1.2E-03	221.359	416666.6	2.7E-03	1.8E-03	2.4E-03	1.3E-03	1	1.33802	1.24567	1.92661

249

DEMANDAS MÁXIMAS DE DECTILIDAD EN COLUMNAS

CASO A. EJE C

No.	Estl		θ_p^-		θ_p^+		M_y^-	M_y^+	θ_p^-	θ_p^+	d	ϕ_p^-	ϕ_p^+	ϕ_p^-	ϕ_p^+	I	I	ϕ_y^-	ϕ_y^+	ϕ_y^-	ϕ_y^+	μ_L^-	μ_L^+	μ_L^-	μ_L^+	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)																				(cm ²)
N1																										
4	3332.7	2366.4	0.06696	0.065744	1363.9	11012.8	0	0	103	6.4E-05	5.4E-05	0	0	221.359	1220.833	1.22E-04	8.71E-06	4.44E-06	4.08E-06	4.423178	19327.96	1	1			
22	56298	4843.4	0.0837421	0.0091178	22297	21693	0	0	103	5.47E-05	4.87E-05	0	0	221.359	1220.833	1.84E-05	1.43E-05	8.29E-06	7.16E-06	3.9399465	3.6641909	1	1			
40	38424.1	9273.3	0.0096938	0.0088225	22156.4	21875.9	0	0	103	5.37E-05	4.84E-05	0	0	221.359	1220.833	1.9E-05	1.87E-05	8.2E-06	7.91E-06	3.8209365	3.384732	1	1			
58	21468	33480.6	0.0064363	0.0058211	13003.9	13778	0	0	103	6.12E-05	5.54E-05	0	0	221.359	1220.833	4.02E-06	1.21E-05	4E-06	5.1E-06	4.873395	5.4721071	1	1			
N4																										
7	28430.6	13826	0	0	23124.3	13617.6	0	0.00066	103	0	0	0	5.71E-07	221.359	1220.833	7.71E-06	6.74E-06	9.35E-06	7.04E-06	1	1	1	1	1	1.0811508	
61	17121.5	21311.8	0	0	19119	23033.2	7.42E-05	0	103	0	0	7.54E-07	0	221.359	1220.833	6.34E-06	7.87E-06	7.08E-06	8.84E-06	1	1	1	1	1	1.026573	1

DEMANDAS MÁXIMAS DE DUCTILIDAD EN MICROS

CASO B. EEA

Nº	M _y ⁻	M _y ⁺	M _x ⁻	M _x ⁺	M _y	M _x	θ _p ⁻	θ _p ⁺	d	φ _p ⁻	φ _p ⁺	φ _p ⁻	φ _p ⁺	E	I	φ _y ⁻	φ _y ⁺	φ _y ⁻	φ _y ⁺	μ _L ⁻	μ _L ⁺	μ _L ⁻	μ _L ⁺	
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(cm)						
1	131'496	114'310	0.007'628	0.006'955	99'430	105'270	0	0	6'3	1'125'06	1'485'66	0	0	221'359	2'425'09	1'115'06	1'835'06	1'485'06	1'665'06	1'521'79	1'791'014	1	1	
16	119'950	132'120	0.001'856	0.002'871	104'770	99'961	0	0	6'3	1'275'56	1'355'06	0	0	221'359	2'425'09	1'825'06	2'125'06	1'485'06	1'655'06	1'655'384	1'614'492	1	1	

