

34



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO
ELÁSTICO E INELÁSTICO DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES DISEÑADO
CON LOS REGLAMENTOS RDF-93 y RDF-2002

TESIS

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ADALBERTO ESTRADA BARRIGA

DIRECTOR DE TESIS

M. I. JORGE A. ÁVILA RODRÍGUEZ



MÉXICO, D.F.

JULIO 2002

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 INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/030/02

Señor
ADALBERTO ESTRADA BARRIGA
Presente

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

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES DISEÑADO CON LOS REGLAMENTOS RDF-93 Y RDF-2002"

INTRODUCCIÓN

- I. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO
 - II. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DE LAS CARGAS
 - III. CÁLCULO DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES DE DISEÑO
 - IV. CÁLCULO DE RESPUESTAS SÍSMICAS INELÁSTICAS
 - V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS
 - VI. 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 HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 7 febrero 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

INDICE

Introducción	1
Antecedentes	1
Objetivos y Alcance	1
I Criterios de análisis y diseño	3
I.1 Introducción	3
I.2 Métodos de análisis sísmico	3
I.2.1 Método simplificado de análisis sísmico	3
I.2.2 Método de análisis sísmico estático	4
I.2.3 Método de análisis sísmico dinámico modal espectral	5
I.2.4 Método de análisis sísmico dinámico paso a paso	9
I.3 Relaciones permisibles de deformación lateral relativa entre altura de entrepiso	11
I.4 Efectos de segundo orden	12
I.5 Ductilidad de curvatura y demandas de ductilidad	12
I.6 Criterios para el diseño de las estructuras	13
I.6.1 Miembros a flexión	14
I.6.2 Miembros a flexocompresión	16
I.6.3 Muros sujetos a fuerzas horizontales	19
I.7 Características del programa ETABS	22
II Definición de la estructura y de las cargas	25
II.1 Descripción de la estructura	25
II.2 Cargas muertas y cargas vivas	29
III Cálculo de respuestas estructurales de diseño	35
III.1 Análisis sísmico estático	35
III.1.1 Rigideces laterales de entrepiso	36
III.2 Análisis sísmico dinámico modal espectral	39
III.2.1 Periodos de vibración	39
III.2.2 Desplazamientos horizontales máximos totales	41
III.2.3 Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso	42
III.2.4 Elementos mecánicos últimos y diseños	43
III.2.5 Diseño paso a paso de vigas tipo de concreto reforzado	64
III.2.6 Diseño paso a paso de columnas tipo de concreto reforzado	75
III.2.7 Diseño paso a paso de muros tipo de concreto reforzado	86
IV Cálculo de respuestas sísmicas inelásticas	93
IV.1 Antecedentes	93
IV.2 Características del programa DRAIN – 2DX	93
IV.2.1 Modelado de los marcos a analizar	93
IV.2.2 Pruebas de calibración	100
IV.3 Respuestas dinámicas inelásticas	103
IV.3.1 Desplazamientos horizontales máximos y demandas máximas de ductilidad global	103

IV.3.2 Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso	107
IV.3.3 Historias de desplazamientos del nivel superior	111
IV.3.4 Historias de coeficientes sísmicos	114
IV.3.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral del nivel superior	117
IV.3.6 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales	123
IV.3.6.1 Vigas	123
IV.3.6.2 Columnas	129
IV.3.6.3 Muros	133
IV.3.7 Demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	135
IV.3.8 Distribución global de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros	138
V Comparación de resultados	151
V.1 Análisis sísmicos elásticos de diseño	151
V.1.1 Dimensiones	151
V.1.2 Periodos de vibración	152
V.1.3 Desplazamientos horizontales máximos totales	153
V.1.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	154
V.1.5 Elementos mecánicos últimos	155
V.2 Análisis inelásticos paso o paso	158
V.2.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas máximas de ductilidad global	158
V.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	159
V.2.3 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral del nivel superior	161
V.2.4 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales tipo	161
V.2.5 Demandas máximas de ductilidad local	161
V.2.6 Distribución global de rótulas plásticas	162
VI Conclusiones y recomendaciones	163
VI.1 Conclusiones	163
VI.2 Recomendaciones	165
Referencias	167

Introducción

Antecedentes

México es un país que, al encontrarse sobre la falla entre dos placas tectónicas diferentes, es afectado por una gran actividad sísmica; la mayoría de los sismos de gran magnitud se producen a lo largo de las costas de Chiapas, Guerrero y Michoacán debido a la subducción de la placa de Cocos por debajo de la placa de Norteamérica. Estas placas se encuentran en constante movimiento y generan grandes presiones de contacto en sus extremos, y en el momento en que se llega a vencer la resistencia mecánica debida a la fricción entre las superficies de contacto es cuando se produce un deslizamiento brusco y se libera una gran cantidad de energía que produce ondas en la corteza terrestre y provocan la vibración del suelo.

De acuerdo al riesgo sísmico que se tiene en la República Mexicana, se ha hecho una regionalización sísmica, dividiendo al país en cuatro zonas designadas en orden creciente de riesgo sísmico de la A a la D. La ciudad de México se encuentra en la zona B; sin embargo, sufre de manera sensible los efectos de los sismos ya que está desplazada en gran parte sobre suelo altamente compresible que provoca la amplificación de las ondas sísmicas y produce movimientos telúricos de mayor intensidad.

Por tanto, se requiere de un mayor cuidado en la selección del sistema estructural que permita absorber los efectos del sismo severo disipando una elevada cantidad de energía mediante la fluencia de las secciones, sin que se presente la falla frágil, y que ante sismos de intensidad moderada tenga un comportamiento que evite daños significativos y se mantenga dentro de los límites de servicio.

Los criterios de diseño para construcciones en el Valle de México son regidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, vigente desde el año de 1993. Actualmente ya esta lista otra versión de dicho Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias, faltando únicamente su publicación de forma oficial; entre los cambios más notables es la nueva zonificación del suelo de la zona compresible del Valle de México, subdividiendo la anterior zona III en las zonas IIIa, IIIb, IIIc y IIId. Se espera que esta nueva edición del RDF y sus NTC se termine de aprobar y se publique en este año, y que en lo sucesivo se definirá como RDF-02.

Objetivos y Alcance

Se compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de un edificio de concreto reforzado de 10 niveles más cajón de cimentación y pilotes de punta, diseñado de acuerdo con los Reglamentos RDF-93 y RDF-02, y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias.

El edificio es de planta rectangular, estructurado con base en marcos en una de sus direcciones (longitudinal) y marcos con muros exteriores en la otra dirección (transversal); se limitan los desplazamientos horizontales relativos de entrepiso entre altura de entrepiso para que no se exceda el límite permisible $\gamma_p \leq 0.012$ en la dirección longitudinal y $\gamma_p \leq 0.006$ en la dirección transversal. Se supone será para uso de oficinas, por lo que corresponde a estructuras del grupo B; se utiliza un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, por lo que será necesario diseñar con los requisitos de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias.

El diseño se hace con base en el análisis sísmico dinámico modal espectral con el espectro sísmico correspondiente a zona III (compresible) del RDF-93 y zona IIIb (compresible) del RDF-2002; se determinan las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales satisfaciendo los desplazamientos horizontales relativos entre altura de entrepiso permisibles y los requisitos de marcos dúctiles. Los diseños de las cuantías de acero en los diferentes elementos estructurales se realizan haciendo todas las combinaciones de cargas gravitatorias y sísmicas, incluyendo efectos de segundo orden.

Se comparan para ambos Reglamentos las dimensiones de las secciones transversales de los elementos, los periodos de vibración, los desplazamientos laterales máximos, los elementos mecánicos últimos de diseño y los armados.

Para el cálculo de las respuestas inelásticas se realiza un análisis dinámico paso a paso con el registro de aceleraciones SCT-EW, obtenido durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, representativo de la zona compresible de la ciudad de México; se determinan las demandas de ductilidad locales y globales, los posibles mecanismos de falla y las deformaciones no lineales en los elementos estructurales.

En este trabajo se pretende probar que las modificaciones realizadas a las nuevas Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-02) proporcionan al diseñador las bases para crear estructuras que tengan un buen comportamiento ante sismos de considerable intensidad, según el tipo e importancia de la estructura y el tipo de suelo donde se desplanten, tomando en cuenta la nueva zonificación sísmica del Valle de México; lo anterior se hace teniendo como base al RDF-93, vigente hasta la fecha.

I. Criterios de análisis y diseño

I.1 Introducción

La elección del método de análisis sísmico dependerá del tipo e importancia de la estructura a diseñar y de que cumpla con ciertas condiciones; no en todas las construcciones es necesario un análisis con alto grado de refinamiento para la obtención de los elementos mecánicos de diseño.

Debido a que no sabemos en qué dirección actuará el sismo en una estructura determinada, el Reglamento indica que se debe revisar ante la acción de las dos componentes horizontales actuando simultáneamente, con el 100% en una dirección y el 30% en la dirección ortogonal; la probabilidad de que coincidan los máximos en las dos direcciones en un mismo instante es despreciable. La componente vertical no se considera importante, debido a que los sismos que llegan a la ciudad de México son de distancias grandes y la participación de dicha componente llega muy atenuada.

La estructura debe mantenerse dentro de los estados límite de servicio ante sismos de magnitud moderada, aunque se permiten daños no estructurales menores y que ante sismos de magnitud considerable pueda presentar daños estructurales importantes, pero que no llegue al colapso de la estructura.

En el diseño sismorresistente es muy importante conocer la respuesta inelástica de los elementos estructurales para determinar la combinación adecuada de resistencia, rigidez y de ductilidad (capacidad para disipar energía); se recomienda una estructuración en la que se combinen columnas "fuertes" y vigas "débiles", de modo que al entrar al rango inelástico las articulaciones plásticas se presenten en los extremos de las vigas y se evite que se plastifiquen las columnas, ya que de fallar una columna en un entrepiso determinado, se corre el riesgo de que se provoque el colapso de todas las otras columnas del mismo entrepiso, y entonces llevar al colapso a todo el edificio.

I.2 Métodos de análisis sísmico

Las Normas Técnicas Complementarias vigentes desde el año 1993, y las que entrarán en vigencia este año, proponen tres métodos de análisis sísmico, a saber:

- El método simplificado
- El método estático
- El método dinámico
 - Modal espectral
 - Integración paso a paso

I.2.1 Método simplificado de análisis sísmico

Para utilizar este método la estructura deberá cumplir con los siguientes requisitos.

- Altura del edificio no mayor de 13 m
- Relación entre altura y dimensión menor de la base del edificio no excede de 1.5
- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto de dos ejes ortogonales.

I. Criterios de análisis y diseño

- Se aceptará cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos, cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Dichos muros podrán ser de mampostería, concreto reforzado o de madera arriostrados con diagonales.
- Relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excede de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida en tramos independientes que cumplan con esta restricción.

Al aplicar este método se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo, se revisa únicamente que la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total sobre dicho entrepiso.

La tabla 1.1 muestra los coeficientes utilizados por el método, dependiendo del tipo de mampostería, zona sísmica y altura de la construcción; corresponden a estructuras del grupo B, y para estructuras del grupo A se deberán multiplicar por 1.5.

Tabla 1.1. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado

Zona sísmica	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción (m)			Altura de construcción (m)		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

1.2.2 Método de análisis sísmico estático

Se debe evitar su empleo en estructuras de geometría muy irregular en planta o elevación, o con distribuciones no uniformes de masas y rigideces. De acuerdo con el reglamento vigente RDF-93, es aplicable para estructuras de altura no mayor a 60 m.

Según las NTC-Sismo 2002, el método estático se puede utilizar para estructuras regulares de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente.

Este método determina la fuerza lateral total o cortante basal a partir de la fuerza de inercia que se introduce en un sistema equivalente de un grado de libertad, suponiendo que va a vibrar esencialmente en su primer modo natural; después se puede dividir el cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas.

La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = aW$$

donde:

a – ordenada espectral

W – peso total de la estructura

La fuerza lateral estática en cada nivel se puede calcular a partir de :

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} a \sum W_i$$

donde:

W_i – peso del nivel i

H_i – altura del nivel i a partir del desplante

La fracción de la fuerza actuante en un cierto entrepiso que es tomada por cada marco j que lo conforma es proporcional a su rigidez de entrepiso, esto es:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j}$$

donde:

V – fuerza cortante total en el entrepiso en estudio

V_j – fracción absorbida por el eje j

R_j – rigidez de entrepiso del eje j

1.2.3 Método de análisis sísmico dinámico modal espectral

El análisis se realiza con técnicas del espectro de respuesta y se deben incluir los efectos de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 s, o por lo menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

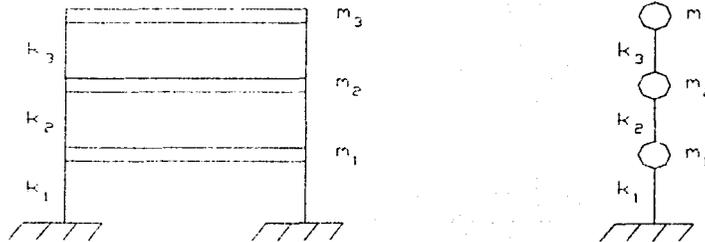


Fig 1.1 Representación de un marco de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes

Este método idealiza a la estructura como una serie de masas y resortes (ver fig 1.1, ejemplo de una estructura de tres niveles), y se revisa el equilibrio de cada entrepiso, donde intervienen las siguientes fuerzas:

Fuerzas de inercia, F_I :

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

donde:

M – matriz de masas

I. Criterios de análisis y diseño

$\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}_R =$ vector de aceleraciones absolutas

\ddot{u}_0 – vector de aceleraciones relativas de la estructura con respecto del terreno

\ddot{u}_R – vector de aceleraciones del terreno

Fuerzas de rigidez lateral, F_R :

$$F_R = Ku$$

K – matriz de rigidez lateral

u – vector de desplazamientos relativos de cada nivel con respecto del suelo

Fuerzas de amortiguamiento, F_A :

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

C – matriz de amortiguamiento

\dot{u} – vector de velocidades relativas de cada nivel con respecto del suelo

La ecuación de equilibrio dinámico queda como:

$$F_I + F_A + F_R = 0$$

Al sustituir,

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

Para el caso de vibración libre, con amortiguamiento nulo, se tiene que:

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

tal que se tiene una solución de movimiento armónico simple $u = n \sin \omega t$, y $\ddot{u} = -\omega^2 n \sin \omega t$; al sustituir en la ecuación anterior,

$$Kz - \omega^2 Mz = 0$$

Para obtener una solución no trivial, z debe ser diferente de cero:

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

Con base en la ecuación anterior se pueden encontrar los valores característicos ω^2 que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema; posteriormente se pueden definir los valores de z que definen las formas de cada modo de vibración.

Las respuestas modales máximas S_n (pueden ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc), se pueden combinar para calcular las respuestas totales S ; un criterio conocido puede ser:

$$S = \left(\sum_{n=1}^N S_n \right)^2$$

Las NTC-Sismo correspondientes al RDF-93 indican una forma típica de espectro de aceleraciones de diseño para el Distrito Federal (ver fig 1.2); la tabla 1.2 presenta los valores de los parámetros a utilizar, y las expresiones para obtener las ordenadas de dicho espectro son las siguientes:

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

donde :

- a – ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad
- T – periodo natural de vibración de la estructura
- T_a, T_b – periodos característicos del espectro de diseño
- c – coeficiente sísmico
- r – exponente que depende de la zona sísmica donde se encuentre la estructura

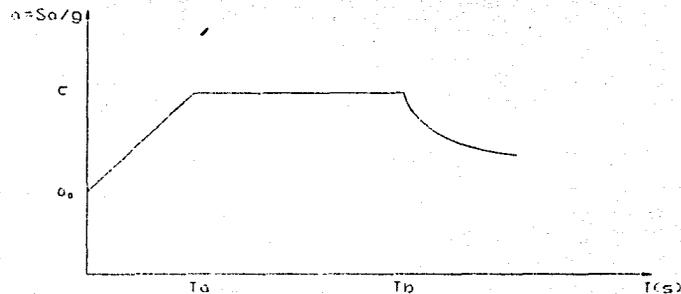


Fig 1.2. Forma típica del espectro de diseño para el Distrito Federal

Tabla 1.2. Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño según NTC-Sismo del RDF-93

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	0.6	1/2
II	0.32	0.08	0.3	1.5	2/3
III	0.40	0.10	0.6	3.9	1

Para las NTC-Sismo del RDF - 2002, las expresiones para obtener las ordenadas del espectro de diseño fueron modificadas, quedando las siguientes:

I. Criterios de análisis y diseño

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 1.3.

Tabla 1.3. Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño según NTC - Sismo del RDF-2002

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

Las fuerzas sísmicas se pueden reducir dividiéndolas entre el siguiente factor de reducción Q', siempre y cuando la estructura cumpla con las condiciones de regularidad fijadas en las mismas normas.

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

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

Cuando las estructuras no cumplan con las condiciones de regularidad, el factor de reducción Q' se multiplicará por 0.8.

Las deformaciones laterales causadas por las fuerzas sísmicas reducidas se deberán multiplicar por Q para obtener las de diseño.

Condiciones de regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación largo a ancho de la base no excede de 2.5.

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 100 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 de las NTC-Sismo del RDF-02 será considerada irregular.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

1.2.4 Método de análisis sísmico dinámico paso a paso

Al utilizar este método podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí.

Para fines de entender este tipo de análisis, se recurre a un sistema de un grado de libertad, con propiedades de masa m , rigidez lateral k y amortiguamiento c , bajo la acción de una fuerza aplicada $p(t)$; se define su diagrama de cuerpo libre, y se determina la ecuación de movimiento a partir de la condición de equilibrio dinámico (ver figs 1.3 y 1.4).

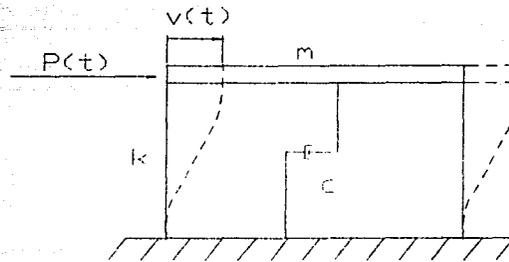


Fig 1.3 Sistema de un grado de libertad

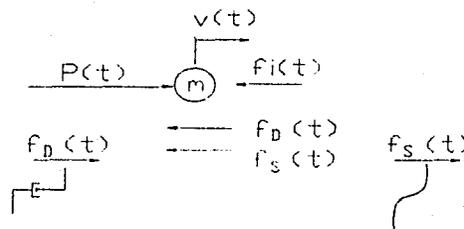


Fig 1.4 Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas

Para realizar el análisis es necesario dar solución a la ecuación de equilibrio dinámico,

$$f_i(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t)$$

donde:

- $f_i(t)$ - fuerza de inercia en el tiempo
- $f_D(t)$ - fuerza de amortiguamiento en el tiempo
- $f_S(t)$ - fuerza de rigidez en el tiempo

De forma incremental en el tiempo,

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t)$$

En función de incrementos quedaría como:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t)$$

donde:

$$\Delta f_i(t) = m \Delta v(t)$$

$$\Delta f_D(t) = c(t)\Delta v(t)$$

$$\Delta f_S(t) = k(t)\Delta v(t)$$

Por lo tanto, la ecuación de equilibrio queda como:

$$m\Delta v(t) + c(t)\Delta v(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t)$$

La ecuación anterior puede ser resuelta con métodos numéricos.

Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_b es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q},$$

entonces se deben incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_b iguale a este valor.

Esta condición implica que la fuerza cortante basal del diseño dinámico no puede ser menor que el 80 por ciento de la que resultaría de realizar un análisis estático, tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura.

Si $T < T_a$:

$$a = \frac{a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}}{1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}}$$

Si $T \geq T_a$:

$$a = \frac{c}{Q},$$

1.3 Relaciones permisibles de deformación lateral relativa entre altura de entrepiso

Este tipo de respuesta se refiere al desplazamiento lateral relativo entre dos pisos sucesivos dividido entre la altura del entrepiso. Los desplazamientos deben ser multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , si es que se obtuvieron con las fuerzas reducidas por ductilidad.

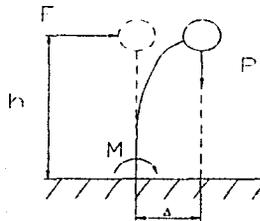
Los reglamentos RDF-93 y RDF-2002 establecen dos valores límite de deformaciones relativas de entrepiso:

- 0.006: los elementos no-estructurales se encuentren ligados a la estructura principal
- 0.012: los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal

Esta limitación es para mantener a la estructura dentro de los estados límite de servicio y evitar pánico en los ocupantes ante sismos de magnitud moderada que se pueden presentar varias veces durante la vida útil del edificio.

1.4 Efectos de segundo orden

También conocidos como efectos $P - \Delta$, originan momentos adicionales provocados por las cargas verticales al actuar sobre la estructura cuando ésta ha sufrido un desplazamiento lateral. Dichos efectos provocan una menor disipación de energía, una reducción de la rigidez lateral, incremento en el periodo de la estructura, y originan mayores demandas de ductilidad.



$$M = F h + P \Delta$$

Fig 1.5 Momento adicional provocado por el efecto P- Δ

1.5 Ductilidad de curvatura y demandas de ductilidad

La ductilidad es una capacidad que tiene la estructura de deformarse más allá del límite elástico; puede servir para medir la disipación de energía, ya que es una relación de la deformación última entre la deformación de la primera fluencia.

La energía se disipa por la deformación del acero de refuerzo cuando se rebasa el límite elástico y comienza a trabajar en su etapa de fluencia; debido a la magnitud de las acciones internas, esto sucede principalmente en los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas), cerca de las uniones; estas zonas se conocen como articulaciones plásticas. La ductilidad de curvatura queda definida como:

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

donde:

$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} \quad \text{- curvatura máxima a desarrollarse}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)} \quad \text{- curvatura de fluencia}$$

ε_{cu} - deformación máxima del concreto en compresión

c_u - profundidad del eje neutro cuando se alcanza la curvatura última

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ -deformación unitaria de fluencia del acero

c_y - profundidad del eje neutro en el instante en que se alcanza la ε_y

Las demandas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas durante un análisis paso a paso se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\mu_l = \frac{\phi_m}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

μ_l - factor de ductilidad local

$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$ - curvatura plástica

$\theta_y = \frac{M_y}{EI}$ - curvatura de fluencia

θ_p - rotación plástica

l_p - longitud equivalente de articulación plástica (igual a un peralte efectivo)

M_y - momento de fluencia

E - módulo de elasticidad del concreto

I - momento de inercia de la sección transversal

1.6 Criterios para el diseño de las estructuras

Según las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, el dimensionamiento se hará satisfaciendo los criterios de los estados límite de falla y de servicio.

El criterio del estado límite de falla indica que la estructura se deberá dimensionar tal que:

$$F_R R_N \geq F_C R_D$$

donde:

F_R - factor de reducción de resistencia

R_N - resistencia nominal

F_C - factor de carga

R_D - acción interna de diseño

I. Criterios de análisis y diseño

Se deberán, además, revisar los estados límite de servicio ante deformaciones, vibraciones y agrietamiento.

Para el diseño de estructuras analizadas sísmicamente considerando $Q = 3$ o 4 , además de los requisitos generales de diseño, también se deben satisfacer los requisitos de marcos dúctiles del Cap 5 de las NTC-Concreto, y que a continuación se describen.

1.6.1 Miembros a flexión

Estos requisitos son aplicables a miembros que trabajan esencialmente a flexión, vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que:

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

donde:

P_U – carga axial de compresión de diseño

A_g – área de la sección transversal bruta

f'_c – resistencia a compresión del concreto

Requisitos geométricos

- Claro libre del elemento a flexión, L , mayor o igual a cuatro veces el peralte efectivo d
- Relación separación de apoyos entre ancho de la viga menor o igual a 30
- Relación peralte total de la viga entre su ancho menor de 3
- Ancho mínimo de vigas de 25 cm, sin exceder al ancho de la columna a la que llega
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna en más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga

Requisitos para el refuerzo longitudinal

En toda la longitud del miembro se contará con acero de refuerzo longitudinal tanto en el lecho superior como en el inferior; la cantidad mínima del acero de refuerzo debe ser:

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{ó} \quad 2 \text{ vars } \#4$$

El área de acero a tensión será menor o igual al 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

No puede haber traslapes, ni corte del refuerzo longitudinal en los nudos, ni a una distancia de dos peraltes a partir del paño de la columna, o en zonas de posibles articulaciones plásticas según el análisis; la separación del refuerzo transversal por confinamiento es menor a $0.25d$ o 10 cm.

Todo el refuerzo a tensión necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

La resistencia a momento positivo en el extremo de la viga no será menor que la mitad de la resistencia a momento negativo.

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo mayor o igual a una cuarta parte de la máxima resistente que se tiene en los extremos.

Solo se permiten paquetes de dos barras.

Requisitos para el refuerzo transversal

Se colocarán estribos cerrados de por lo menos # 2.5 en los extremos de los miembros a una distancia de dos veces el peralte a partir del paño del nudo, y en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes de la sección donde sea factible que se presente una articulación plástica.

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo.

La separación máxima en estas zonas será la menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada
- 30 cm
- 24 veces el diámetro del estribo
- $d/4$
- Requerida por cortante

Fuera de estas zonas, la separación de los estribos no será mayor que:

- $d/2$
- Requerida por cortante

Los estribos deberán ser cerrados, de una sola pieza, y rematados en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de por lo menos 10 veces el diámetro del estribo.

Deberá existir una barra longitudinal en cada esquina del estribo.

Se deben alternar los remates de uno a otro estribo.

La separación máxima de una barra longitudinal sin soporte es de 15 cm.

Requisitos por fuerza cortante

Para calcular la fuerza cortante de diseño se supone que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero a tensión igual a $1.25 f_y$, multiplicando además las cargas correspondientes por el factor de carga; el factor de reducción de resistencia a utilizar es 0.8.

Otra opción es dimensionar con base en la fuerza cortante actuante última obtenida en el análisis, determinando la resistencia con un factor de reducción de resistencia de 0.6.

I. Criterios de análisis y diseño

Se debe cumplir entonces que:

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

donde:

V_U - fuerza cortante actuante última

V_{CR} - resistencia del concreto al cortante

V_{SR} - resistencia del refuerzo transversal al cortante

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho \leq 0.01$$

$$V_{CR} = F_R 0.5 b d \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho > 0.01$$

ρ - porcentaje de acero longitudinal a tensión

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

A_V - área de refuerzo transversal en la sección colocado a cada separación s

I.6.2 Miembros a flexocompresión

Estos requisitos son aplicables a miembros en los que :

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

donde:

P_U - carga axial de compresión de diseño

A_g - área de la sección transversal bruta

f'_c - resistencia a compresión del concreto

Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30cm
- El área de la sección transversal bruta no será menor que $P_U / 0.5 f'_c$
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4
- La relación entre altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15

Resistencia mínima a flexión

Con base en este criterio lo que se pretende es lograr que las columnas sean las fuertes y las vigas los elementos estructurales débiles; debe ser mayor la capacidad a flexión de las columnas que la de las traves para que las articulaciones plásticas se presenten en las segundas.

En cada nudo se debe satisfacer la condición siguiente:

$$\sum M_c \geq 15 \sum M_g$$

donde:

$\sum M_c$ - suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo

$\sum M_g$ - suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo

Al utilizar este criterio se considera que $F_R = 0.8$

Como segunda opción, se puede diseñar a las columnas por flexocompresión con el factor de resistencia de 0.6, pero utilizando los elementos mecánicos últimos del análisis estructural.

Requisitos de refuerzo longitudinal

- El porcentaje de acero de refuerzo longitudinal ρ se deberá mantener dentro de los siguientes límites:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

- Los paquetes de barras tendrán cuando mucho dos barras
- Sólo se permiten traslapes en la mitad central del elemento, a lo largo de su altura
- Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos pueden usarse en cualquier sección con tal de que las uniones de barras adyacentes disten entre sí por lo menos 60 cm.

Requisitos de refuerzo transversal

En las zonas intermedias de su altura se deberán colocar estribos o zuncho con separación no mayor que:

- $\frac{850}{\sqrt{f_c}}$ veces el diámetro de la barra delgada
- 48 veces el diámetro de la barra del estribo
- menor dimensión de la columna / 2

La separación anterior se reducirá a la mitad en los extremos arriba y debajo de cada unión de la columna con las traves, en una longitud no menor a:

- La dimensión mayor de la columna

I. Criterios de análisis y diseño

- Un sexto de su altura libre
- 60 cm

Además, se deben cumplir con los requisitos de refuerzo transversal para confinamiento en miembros sometidos a flexión, a saber:

- Se usará refuerzo de grado 42 o menor
- En las zonas críticas la cantidad de acero mínimo será la mayor de:

$$\begin{aligned} & \bullet \quad 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s h_c \\ & \bullet \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s h_c \end{aligned}$$

donde:

A_g – área transversal de la columna

A_c – área transversal del núcleo hasta el paño exterior del refuerzo

h_c – dimensión del núcleo normal al refuerzo de área A_s

s – separación del refuerzo transversal

- Los estribos deberán ser por lo menos del # 3, cerrados de una pieza o con grapas., rematados con doblez a 135° y seguidos de un tramo recto de longitud no menor a 10 veces el diámetro del estribo o grapa.

La separación entre estribos sobrepuestos debe ser menor o igual a 45 cm

La separación entre estribos y grapas sobrepuestos será menor o igual a 25 cm

La separación máxima de estribos será la menor de:

- Dimensión mínima de la columna /4
- 10 cm
- Requerida por fuerza cortante

Requisitos por fuerza cortante

La fuerza cortante de diseño se calcula del equilibrio del elemento en su altura libre, de la misma manera que se hizo en el caso de elementos en flexión; al utilizar esta opción, $F_R = 0.8$.

Sin embargo, se puede utilizar como segunda opción si se dimensiona con base en la fuerza cortante actuante última obtenida del análisis, pero determinando la resistencia con un factor de reducción $F_R = 0.5$.

Al igual que en miembros a flexión, se debe cumplir entonces que:

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

donde:

V_U - fuerza cortante actuante última

V_{CR} - resistencia del concreto al cortante

V_{SR} - resistencia del refuerzo transversal al cortante

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho \leq 0.01$$

$$V_{CR} = F_R 0.5 b d \sqrt{f'_c} \quad \text{si } \rho > 0.01$$

ρ - porcentaje de acero longitudinal a tensión del lecho extremo en columnas rectangulares o $0.33 A_s/A_g$ para columnas circulares

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

1.6.3 Muros sujetos a fuerzas horizontales

Tienen como función principal la de resistir fuerzas horizontales en su plano.

Requisitos generales:

- En el caso de que no se presenten cargas verticales de consideración, la relación L/t (longitud a espesor) deberá ser menor que 70. Si se presentan cargas verticales importantes, entonces la relación L/t se limitará a 40
- El espesor t deberá ser mayor o igual a 13 cm
- Para construcciones de hasta dos niveles con altura de entrepiso menor o igual a 3 m, el espesor del muro deberá ser mayor o igual a 10 cm
- El espesor del muro deberá ser mayor o igual a $0.06H^*$, donde H^* es la altura del muro no restringida lateralmente
- Los muros que cumplan con estos requisitos, que soporten el total de las fuerzas producidas por el sismo, y que cumplan con los requisitos de marcos dúctiles para los patines, pueden diseñarse con un factor de comportamiento sísmico de hasta $Q=3$.

Resistencia a la flexión

Si $P_U \leq 0.2 F_R t L f'_c$ y $A_s / t d \leq 0.008$

entonces:

$$M_R = F_R A_s f_y Z$$

donde:

$$\begin{aligned} Z &= 0.8L & \text{si} & \quad H/L \geq 1.0 \\ Z &= 0.4(1 + H/L)L & \text{si} & \quad 0.5 \leq H/L \leq 1.0 \\ Z &= 1.2H & \text{si} & \quad H/L \leq 0.5 \end{aligned}$$

t – espesor del muro

d – peralte efectivo del muro

L – longitud del muro

H – altura total del muro

A_s - área de acero a tensión

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

Distribución del acero de refuerzo para flexión y compresión

Para muros con una relación $H/L \leq 1.2$, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección del momento flexionante máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos y desde ellos en una distancia igual a $L^* = (0.25 - 0.1 H/L)L$, menor o igual a $0.4H$.

Para muros con relación $H/L > 1.2$, L^* deberá ser menor o igual a $0.15L$.

La cuantía de acero mínima debe ser $\frac{660t}{f_y (1+100)} \text{ (cm}^2/\text{cm)}$

Patines en muros

Para los muros con necesidad de patines (extremos), el refuerzo longitudinal vertical por flexocompresión se deberá colocar en dichos extremos, independientemente de H/L . Este refuerzo se deberá restringir contra pandeo lateral con estribos o grapas, así como también satisfacer los requisitos de confinamiento de marcos dúctiles.

Si $f_{c \text{ máx}} \geq 0.2 f'_c$, es necesario colocar patines en los extremos de los muros

Si $f_{c \text{ máx}} < 0.15 f'_c$, no es necesario colocar patines en los extremos de los muros.

$$f_{c \text{ máx}} = \frac{P_{Uj}}{A_g} + \frac{M_{Uj}}{I_g} y_{\text{máx}}$$

La cuantía de acero longitudinal de los patines se calcula considerándolos como columnas cortas, para que resistan la fuerza de compresión 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.

El refuerzo transversal se colocará de manera análoga al caso de columnas, respetando los requisitos en las zonas críticas y los requisitos para marcos dúctiles.

El refuerzo transversal horizontal del alma del muro estará anclado al núcleo confinado de cada patín.

Fuerza cortante en muros

La resistencia al cortante del concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales se determina según:

$$\begin{aligned}
 V_{CR} &= 0.85F_R \sqrt{f'_c} tL & \text{si} & \quad H/L \leq 1.5 \\
 V_{CR} &= F_R t d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} & \text{si} & \quad H/L \geq 2.0 \text{ y } \rho < 0.01 \\
 V_{CR} &= F_R 0.5 t d \sqrt{f'_c} & \text{si} & \quad H/L \geq 2.0 \text{ y } \rho \geq 0.01
 \end{aligned}$$

Para muros cuya relación H/L se encuentre entre 1.5 y 2.0 se puede realizar una interpolación lineal: $d \cong 0.8L$.

La resistencia al cortante del refuerzo horizontal, ρ_h , se calcula con:

$$V_{SR} = \frac{F_R A_{vh} f_y d}{s_h}$$

$$V_u \leq 2F_R L t \sqrt{f'_c}$$

Refuerzo horizontal, ρ_h

$$\rho_h \geq \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d t} \geq 0.0025$$

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{s_h t}; \quad s_h \leq \frac{A_{vh}}{\rho_h t}; \quad s_h \leq \frac{F_R A_{vh} f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

Refuerzo vertical, ρ_v

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = \frac{A_{vv}}{s_v t}; \quad s_v \leq \frac{A_{vv}}{\rho_v t};$$

I. Criterios de análisis y diseño

El refuerzo horizontal y vertical se colocará uniformemente distribuido, con una separación menor o igual a 35 cm.

Si $t > 15$ cm o si el esfuerzo cortante promedio $\bar{v}_U > 0.6\sqrt{f_c^*}$, será necesario colocar dos capas de refuerzo, próximas a cada cara del muro. En caso contrario sólo será necesario colocarlo en una capa intermedia a la mitad del espesor.

El esfuerzo cortante promedio se define como
$$\bar{v}_U = \frac{V_U}{Lt}$$

1.7 Características del programa ETABS

De sus siglas en inglés, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, el ETABS es un programa de computadora personal que nos ayuda a realizar cualquier análisis sísmico tridimensional de estructuras tipo edificios, suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Se pueden modelar elementos tales como columnas, vigas, muros, diagonales o contravientos, para definir a la estructura como una combinación de estos. El programa considera a estos elementos unidos por un sistema de piso infinitamente rígido, aunque también tiene la opción de no esclavizar los extremos de algunos elementos estructurales verticales, como, por ejemplo, para modelar pisos tipo mezanine.

Para las columnas, elementos verticales, y para las vigas, elementos horizontales, el programa ya cuenta con secciones predefinidas, o el usuario puede definir las atendiendo a sus propiedades geométricas; sus extremos pueden ser continuos o articulados. El programa identifica automáticamente las zonas rígidas que se generan en las uniones de vigas y columnas.

En cuanto a los muros o paneles, el programa nos da la opción de modelar los muros colados monolíticamente con las columnas como muros con patines en sus extremos, con lo que se asegura su comportamiento global.

Las cargas verticales se pueden aplicar concentradas o distribuidas a lo largo de las vigas; puede calcular el peso propio de los elementos estructurales.

El programa puede realizar análisis sísmico estático y dinámico por cargas verticales y laterales por sismo o viento. Los efectos del sismo se pueden representar por medio de cargas laterales estáticas, con espectros de respuesta o con acelerogramas para el análisis dinámico paso a paso.

Se pueden realizar cualquier tipo de combinaciones de cargas. El programa proporciona resultados de elementos mecánicos últimos de todas las combinaciones de cargas en varias secciones de los miembros estructurales, así como también los desplazamientos y giros de los diferentes niveles, periodos de vibración y factores de participación modal.

Cuenta con post-procesadores para graficación y diseño de elementos estructurales de concreto reforzado y de acero estructural. Se pueden obtener los diagramas de los elementos mecánicos, la configuración de la estructura deformada, animación de los desplazamientos en los análisis dinámicos, las áreas de acero necesarias en cada elemento de concreto reforzado, etc.

Es necesario crear un archivo de datos con un cierto orden para que lo pueda leer el programa; a continuación se indica en forma breve el orden de los datos.

Datos generales: se indica el número de niveles, las condiciones de carga, periodos a calcular, tipos de materiales, secciones transversales de columnas, vigas, diagonales y paneles, tipos de análisis a realizar, los grados de libertad por piso, y el tipo de unidades a utilizar.

Datos de entrepiso: etiqueta o nombre, altura de cada entrepiso, masas traslacional y rotacional, y centros de gravedad.

Tipos de materiales: se requiere indicar si se trata de concreto, acero, mampostería, o algún otro definido por el usuario mediante sus propiedades físicas y mecánicas. Se debe proporcionar el módulo de elasticidad, módulo de Poisson, peso volumétrico, y masa volumétrica en caso de que se quiera que el programa calcule los pesos propios de los elementos estructurales.

Propiedades de los elementos: se pueden utilizar secciones tipo definidas por el programa proporcionando las dimensiones; el programa calcula sus propiedades mecánicas. Se pueden fijar secciones utilizadas por el usuario, en cuyo caso se debe proporcionar la información acerca del área total, áreas de cortante, momentos de inercia y de inercia rotacional.

Datos de los marcos: se debe definir el número total de líneas de columnas, de crujiás, de cargas, de muros y diagonales de cada marco diferente.

Se deben dar las coordenadas de las líneas de columnas y la orientación de las mismas con respecto del sistema de ejes locales; la ubicación de cada una de las crujiás se define con las columnas en sus extremos. Toda la información se proporciona para cada uno de los marcos diferentes.

Cargas verticales en vigas: el programa puede calcular los pesos propios de los elementos estructurales, incluyendo además el peso del sistema de piso distribuido uniformemente a lo largo de las vigas.

Generación de columnas, vigas, diagonales y muros: se asignan las propiedades de los miembros en las líneas de columna o crujiás correspondientes. Se comienza a generar del nivel superior hacia abajo, indicando cuantos elementos de igual propiedad se tienen hacia abajo. Los muros se definen por sus niveles superior e inferior y las líneas de columnas en sus extremos.

Modelos de cargas verticales en vigas: hasta tres condiciones de carga vertical diferentes para cada viga (condiciones I, II y III).

Ubicación del marco: el sistema de ejes locales de cada marco diferente se debe ubicar con respecto del sistema global único.

Cargas sísmicas estáticas: se determinan las fuerzas laterales por nivel. Se pueden dar dos condiciones de cargas laterales estáticas (condiciones A y B), y se deben indicar las coordenadas del punto de aplicación.

Cargas sísmicas dinámicas: es necesario definir el espectro de diseño de aceleraciones propuesto por el Reglamento a utilizar; en esta versión del programa se debe proporcionar en otro archivo.

Combinaciones de cargas: se pueden combinar linealmente las condiciones de carga que se especificaron anteriormente, además de multiplicarlas por factores de carga para obtener las solicitaciones de diseño de acuerdo con el Reglamento.

II. Definición de la estructura y de las cargas

II.1 Descripción de la estructura

Se trata de un edificio de concreto reforzado de 10 niveles a partir del nivel del terreno, la cimentación consta de un cajón de cimentación de dos niveles con un sótano y la retícula de contratrabes, apoyado sobre pilotes de punta.

Es de planta rectangular tipo con dimensiones de 36x18 m, con cuatro claros de 9 m y tres claros de 6 m en las direcciones X y Y, respectivamente (ver fig 2.1).

Está estructurado en la dirección X con base en marcos, así como también los ejes internos en la dirección Y; los ejes exteriores de la dirección Y tienen muros de concreto reforzado colados monóticamente con las columnas (ver figs 2.2 y 2.3).

La altura de entrepiso de planta baja es de 5 m, y del nivel N1 hasta el N10 son entrepisos de 3.5 m de altura; los dos entrepisos por debajo del nivel de calle tienen una altura de 3 m.

Las columnas son rectangulares, orientadas con su dimensión mayor en la dirección X, de tamaños iguales desde el nivel de desplante hasta el nivel N2, del nivel N2 hasta el nivel N6, y del nivel N6 hasta el nivel N10. Las dimensiones se indicarán más adelante junto con una breve explicación de cómo se llegó a ellas.

En la dirección X hay vigas secundarias, como se indica en la figura 2.1, a la mitad de cada tablero de losa. Las dimensiones de las vigas principales en la dirección X, en la dirección Y, y las secundarias no cambian en toda la altura. El espesor de la losa en todos los niveles es de 10 cm, trabajando monóticamente con las trabes.

Los muros de contención del cajón de cimentación tienen un espesor de 50 cm; la losa de cimentación es de 40 cm de espesor; en el entrepiso inferior del cajón de cimentación se tiene la retícula de contratrabes: en la dirección X tienen un espesor de 50 cm, y en la dirección Y de 40 cm.

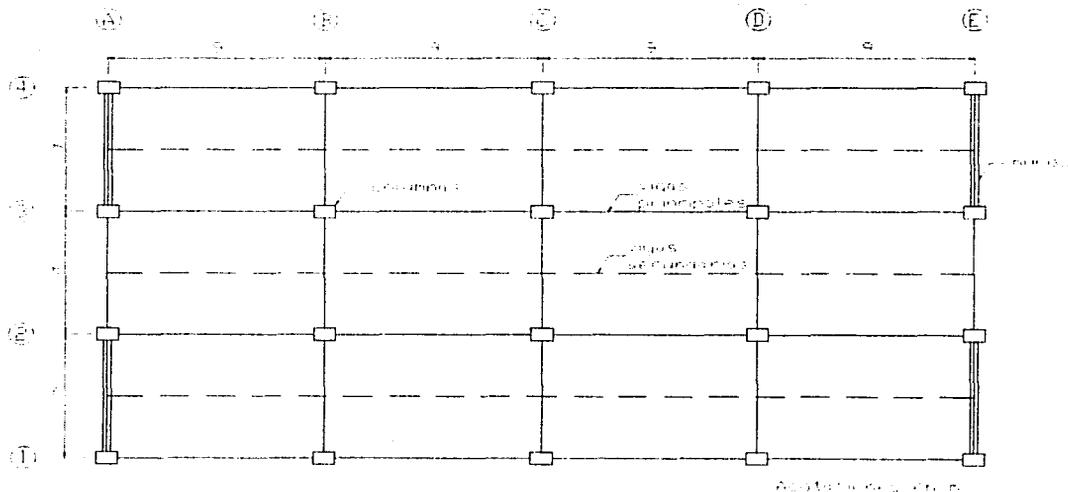


Fig 2.1. Planta tipo de la estructura

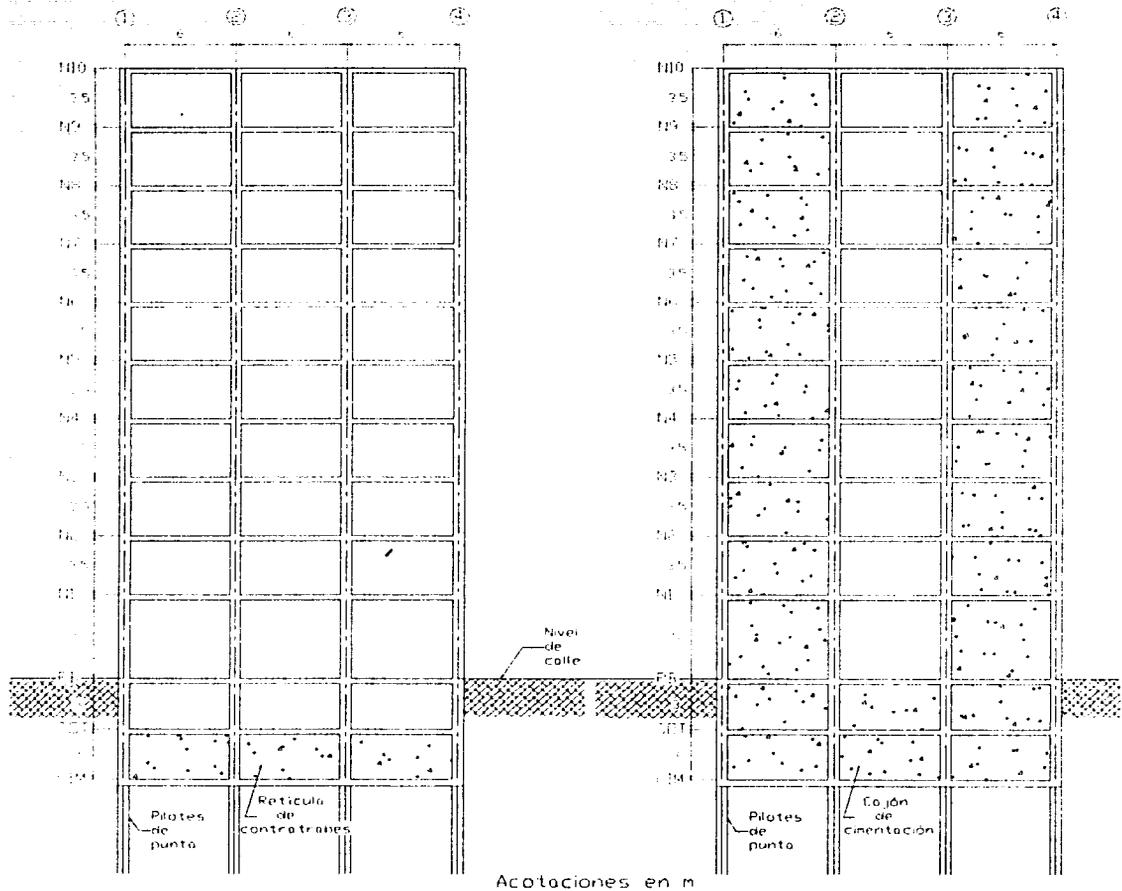


Fig 2.3. Corte transversal de la estructura a lo largo de los ejes C y A (dirección Y)

El concreto es clase 1, con una resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, un peso volumétrico en estado fresco de 2400 kg/cm^3 y un módulo de elasticidad $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$.

El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Para la obtención de las dimensiones finales de las columnas y vigas se realizó un análisis sísmico dinámico modal espectral con la ayuda del programa ETABS, con los espectros de diseño sísmico correspondientes a los casos del RDF-93 y RDF-02.

II. Definición de la estructura y de las cargas

Con los resultados del programa se realizó la revisión por cortante basal y se verificó que los desplazamientos horizontales relativos entre la altura de entrepiso quedaran dentro de los límites permisibles de 0.012 en la dirección X y de 0.006 en la dirección Y, dada la estructuración propuesta; las dimensiones de las secciones transversales de los distintos elementos estructurales se ajustaron de tal forma que se satisficiera con estos límites.

Después de cumplir con la condición de servicio de desplazamientos laterales, se realizó el análisis sísmico dinámico modal espectral más los efectos gravitacionales, con el programa ETABS; utilizando las diferentes combinaciones de carga que especifican los Reglamentos se determinaron las resistencias; se observó que algunos elementos estaban escasos de resistencia debido a las limitaciones de la cuantía de acero longitudinal en marcos dúctiles, por lo que se procedió a modificar las dimensiones de las secciones. Las tablas 2.1 a 2.3 muestran las dimensiones resultantes de los elementos, tanto para la condición de servicio, como para la condición de resistencia. Éstas últimas son las dimensiones definitivas de la estructura.

Tabla 2.1. Dimensiones de secciones transversales de columnas en cm

Entrepiso	Condiciones de servicio		Condiciones de resistencia	
	RDF - 93	RDF - 2002	RDF - 93	RDF - 2002
N6 a N10	60 x 60	60 x 60	60 x 60	60 x 60
N2 a N6	75 x 60	75 x 60	75 x 60	80 x 60
CIM a N2	90 x 60	90 x 60	95 x 60	100 x 60

Tabla 2.2. Dimensiones de secciones transversales de vigas en cm

Vigas	Condiciones de servicio		Condiciones de resistencia	
	RDF - 93	RDF - 2002	RDF - 93	RDF - 2002
Principales dir X	75 x 40	80 x 40	75 x 40	80 x 40
Principales dir y	65 x 35	65 x35	65 x 35	65 x35
Secundarias	65 x 35	65 x35	65 x 35	65 x35

Tabla 2.3. Dimensiones de espesor de muros en cm

Entrepiso	Condiciones de servicio		Condiciones de resistencia	
	RDF - 93	RDF - 2002	RDF - 93	RDF - 2002
N6 a N10	15	15	15	15
N2 a N6	25	25	25	25
CIM a N2	30	30	30	30

II.2 Cargas muertas y cargas vivas

Para el cálculo de las cargas muertas, asumiendo sistemas de piso con una losa de espesor de 10 cm y de 40 cm en la losa de cimentación, se hicieron las siguientes consideraciones mostradas en las tablas 2.4 a 2.6.

Tabla 2.4. Cargas muertas en azotea (nivel N10)

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto (10 cm)	240
Carga muerta adicional por losa	20
Relleno e impermeabilización	150
Instalaciones y plafón	40
Carga muerta total	450

Tabla 2.5. Cargas muertas en niveles PB a N9 (piso tipo)

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto (10cm)	240
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero cemento (3cm)	66
Carga muerta adicional por firme	20
Recubrimiento de piso (mosaico de pasta)	35
Instalaciones y plafón	35
Paredes divisorias	100
Carga muerta total	516

Tabla 2.6. Cargas muertas de losa de cimentación (nivel CIM)

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto (40 cm)	960
Carga muerta adicional por losa	20
Carga muerta total	980

Los pesos propios de columnas, traveses y muros, son obtenidos por el programa de computadora utilizado para el análisis sísmico y diseño. Sin embargo, se realizó una comprobación a mano del peso de los elementos por nivel, calculándolos al igual que como lo hace el programa, considerando el peso de los elementos estructurales verticales que se encuentren en la mitad del entrepiso por encima y la mitad del entrepiso por debajo de la losa; los resultados se tienen en las tablas 2.7 y 2.8, 2.9 y 2.10 para el RDF-93 y RDF-02, respectivamente.

II. Definición de la estructura y de las cargas

Tabla 2.7. Peso propio de elementos estructurales por nivel en toneladas, diseño con RDF-93(condiciones de servicio)

Nivel	Columnas	Vigas	Muros	Total
N10	18.14	203.66	25.70	247.50
N9	36.29	203.66	51.41	291.35
N8	36.29	203.66	51.41	291.35
N7	36.29	203.66	51.41	291.35
N6	40.82	202.36	58.97	302.15
N5	45.36	202.36	66.53	314.25
N4	45.36	202.36	66.53	314.25
N3	45.36	202.36	66.53	314.25
N2	49.90	201.06	74.09	325.05
N1	66.10	201.06	99.14	366.30
PB	62.21	201.06	263.95	527.22
SOT	46.66	58.97	618.62	724.25
CIM	23.33	0.00	412.99	436.32
TOTAL	552.10	2286.22	1907.28	4745.60

Tabla 2.8. Peso propio de elementos estructurales por nivel en toneladas, diseño con RDF-93(condiciones de resistencia)

Nivel	Columnas	Vigas	Muros	Total
N10	18.14	203.66	25.70	247.50
N9	36.29	203.66	51.41	291.35
N8	36.29	203.66	51.41	291.35
N7	36.29	203.66	51.41	291.35
N6	40.82	202.36	58.97	302.15
N5	45.36	202.36	66.53	314.25
N4	45.36	202.36	66.53	314.25
N3	45.36	202.36	66.53	314.25
N2	51.41	200.63	75.10	327.14
N1	69.77	200.63	101.59	371.99
PB	65.66	200.63	266.26	532.55
SOT	49.25	58.97	620.35	728.57
CIM	24.62	0.00	413.86	438.48
TOTAL	564.62	2284.92	1915.63	4765.18

Tabla 2.9. Peso propio de elementos estructurales por nivel en toneladas, diseño con RDF-2002 (condiciones de servicio)

Nivel	Columnas	Vigas	Muros	Total
N10	18.14	210.22	25.70	254.07
N9	36.29	210.22	51.41	297.92
N8	36.29	210.22	51.41	297.92
N7	36.29	210.22	51.41	297.92
N6	40.82	208.84	58.97	308.63
N5	45.36	208.84	66.53	320.73
N4	45.36	208.84	66.53	320.73
N3	45.36	208.84	66.53	320.73
N2	49.90	207.46	74.09	331.44
N1	66.10	207.46	99.14	372.70
PB	62.21	207.46	263.95	533.62
SOT	46.66	58.97	618.62	724.25
CIM	23.33	0.00	412.99	436.32
TOTAL	552.10	2357.59	1907.28	4816.96

Tabla 2.10. Peso propio de elementos estructurales por nivel en toneladas, diseño con RDF-2002 (condiciones de resistencia)

Nivel	Columnas	Vigas	Muros	Total
N10	18.14	210.22	25.70	254.07
N9	36.29	210.22	51.41	297.92
N8	36.29	210.22	51.41	297.92
N7	36.29	210.22	51.41	297.92
N6	42.34	208.38	59.98	310.69
N5	48.38	208.38	68.54	325.31
N4	48.38	208.38	68.54	325.31
N3	48.38	208.38	68.54	325.31
N2	54.43	206.54	77.11	338.08
N1	73.44	206.54	104.04	384.02
PB	69.12	206.54	268.56	544.22
SOT	51.84	58.97	622.08	732.89
CIM	25.92	0.00	414.72	440.64
TOTAL	589.25	2352.98	1932.05	4874.27

Las cargas vivas utilizadas dependen del uso del edificio; tanto el RDF - 93 como el RDF - 2002 especifican que:

- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitatorias, y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales

II. Definición de la estructura y de las cargas

- La carga viva instantánea W_o se deberá usar para el diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área del sistema de piso
- La carga viva media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

En este trabajo se tienen tres tipos de sistema de piso, de acuerdo a su uso; las cargas vivas correspondientes son las mostradas en la tabla 2.11.

Tabla 2.11. Cargas vivas

Tipo de sistema de piso	C.V. media (kg/m ²)	C.V. instantánea (kg/m ²)	C.V. máxima (kg/m ²)
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Dado que en el presente trabajo se trata de un diseño sísmico y ante cargas verticales, se utilizarán las cargas vivas instantáneas, aplicadas en los correspondientes niveles; por tanto, el peso total por nivel considerado para cada caso, sumando cargas muertas y cargas vivas, queda de la siguiente manera (ver tablas 2.12 y 2.13, 2.14 y 2.15 para el RDF-93 y RDF-02, respectivamente)

Tabla 2.12. Pesos por nivel en toneladas, diseño con RDF - 93 (condiciones de servicio)

Nivel	p.p.elementos	Sistema piso	Peso total
N10	247.50	336.96	584.46
N9	291.35	451.01	742.36
N8	291.35	451.01	742.36
N7	291.35	451.01	742.36
N6	302.15	451.01	753.16
N5	314.25	451.01	765.26
N4	314.25	451.01	765.26
N3	314.25	451.01	765.26
N2	325.05	451.01	776.06
N1	366.30	451.01	817.31
PB	527.22	451.01	978.23
SOT	724.25	334.37	1058.62
CIM	436.32	635.04	1071.36
TOTAL	4745.60	5816.45	10562.04

Tabla 2.13. Pesos por nivel en toneladas, diseño con RDF – 93 (condiciones de resistencia)

Nivel	p.p.elementos	Sistema piso	Peso total
N10	247.50	336.96	584.46
N9	291.35	451.01	742.36
N8	291.35	451.01	742.36
N7	291.35	451.01	742.36
N6	302.15	451.01	753.16
N5	314.25	451.01	765.26
N4	314.25	451.01	765.26
N3	314.25	451.01	765.26
N2	327.14	451.01	778.14
N1	371.99	451.01	823.00
PB	532.55	451.01	983.56
SOT	728.57	334.37	1062.94
CIM	438.48	635.04	1073.52
TOTAL	4765.18	5816.45	10581.63

Tabla 2.14. Pesos por nivel en toneladas, diseño con RDF – 2002 (condiciones de servicio)

Nivel	p.p.elementos	Sistema piso	Peso total
N10	254.07	336.96	591.03
N9	297.92	451.01	748.93
N8	297.92	451.01	748.93
N7	297.92	451.01	748.93
N6	308.63	451.01	759.64
N5	320.73	451.01	771.74
N4	320.73	451.01	771.74
N3	320.73	451.01	771.74
N2	331.44	451.01	782.45
N1	372.70	451.01	823.71
PB	533.62	451.01	984.63
SOT	724.25	334.37	1058.62
CIM	436.32	635.04	1071.36
TOTAL	4816.96	5816.45	10633.41

II. Definición de la estructura y de las cargas

Tabla 2.15. Pesos por nivel en toneladas, diseño con RDF – 2002 (condiciones de resistencia)

Nivel	p.p.elementos	Sistema piso	Peso total
N10	254.07	336.96	591.03
N9	297.92	451.01	748.93
N8	297.92	451.01	748.93
N7	297.92	451.01	748.93
N6	310.69	451.01	761.70
N5	325.31	451.01	776.31
N4	325.31	451.01	776.31
N3	325.31	451.01	776.31
N2	338.08	451.01	789.09
N1	384.02	451.01	835.02
PB	544.22	451.01	995.22
SOT	732.89	334.37	1067.26
CIM	440.64	635.04	1075.68
TOTAL	4874.27	5816.45	10690.72

Después de conocer los pesos de cada nivel, se realizó también un análisis sísmico estático con el fin de comparar sus resultados con los del análisis dinámico modal espectral; además, con base en los resultados estáticos, se pudo determinar la rigidez de cada entrepiso de la estructura en estudio.

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

III.1 Análisis sísmico estático

Una vez definida la estructura, con sus dimensiones finales para ambos Reglamentos, se realizó un análisis sísmico estático en las dos direcciones, sin factores de carga y sin combinaciones de carga, para determinar la rigidez lateral de cada entrepiso en ambas direcciones, así como la rigidez del eje 2 en la dirección X, y de los ejes A y C en la dirección Y; lo anterior se hizo para las dos condiciones de servicio y de falla (resistencia), para fines comparativos.

Las fuerzas laterales estáticas se calcularon con:

$$F_i = \frac{c W_i H_i}{Q \sum W_i H_i} \Sigma W_i$$

donde para el RDF-93: $c = 0.4$, y para el RDF-02: $c = 0.45$; en ambos casos $Q = 3$. Las tablas 3.1 a 3.4 presentan los valores correspondientes.

Tabla 3.1. Análisis sísmico estático, caso RDF - 93 (condiciones de servicio)

Nivel	Wi (t)	Hi (m)	Wi hi (t-m)	Fi (t)
N10	584.46	42.50	24839.70	171.46
N9	742.36	39.00	28952.02	199.85
N8	742.36	35.50	26353.77	181.92
N7	742.36	32.00	23755.51	163.98
N6	753.16	28.50	21465.05	148.17
N5	765.26	25.00	19131.39	132.06
N4	765.26	21.50	16453.00	113.57
N3	765.26	18.00	13774.60	95.08
N2	776.06	14.50	11252.81	77.68
N1	817.31	11.00	8990.43	62.06
PB	978.23	6.00	5869.39	40.52
SOT	1058.62	3.00	3175.85	21.92
CIM	1071.36	0.00	0.00	0.00
TOTAL	10562.04		204013.51	

Tabla 3.2. Análisis sísmico estático, caso RDF - 93 (condiciones de resistencia)

Nivel	Wi (t)	Hi (m)	Wi hi (t-m)	Fi (t)
N10	584.46	42.50	24839.70	171.67
N9	742.36	39.00	28952.02	200.09
N8	742.36	35.50	26353.77	182.13
N7	742.36	32.00	23755.51	164.17
N6	753.16	28.50	21465.05	148.34
N5	765.26	25.00	19131.39	132.22
N4	765.26	21.50	16453.00	113.71
N3	765.26	18.00	13774.60	95.20
N2	778.14	14.50	11283.08	77.98
N1	823.00	11.00	9053.00	62.56
PB	983.56	6.00	5901.36	40.78
SOT	1062.94	3.00	3188.81	22.04
CIM	1073.52	0.00	0.00	0.00
TOTAL	10581.63		204151.28	

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Tabla 3.3. Análisis sísmico estático, caso RDF – 2002 (condiciones de servicio)

Nivel	Wi (t)	Hi (m)	Wi hi (t-m)	Fi (t)
N10	591.03	42.50	25118.78	194.68
N9	748.93	39.00	29208.11	226.38
N8	748.93	35.50	26586.87	206.06
N7	748.93	32.00	23965.63	185.74
N6	759.64	28.50	21649.73	167.80
N5	771.74	25.00	19293.39	149.53
N4	771.74	21.50	16592.32	128.60
N3	771.74	18.00	13891.24	107.66
N2	782.45	14.50	11345.51	87.93
N1	823.71	11.00	9060.76	70.22
PB	984.63	6.00	5907.75	45.79
SOT	1058.62	3.00	3175.85	24.61
CIM	1071.36	0.00	0.00	0.00
TOTAL	10633.41		205795.94	

Tabla 3.4. Análisis sísmico estático, caso RDF – 2002 (condiciones de resistencia)

Nivel	Wi (t)	Hi (m)	Wi hi (t-m)	Fi (t)
N10	591.03	42.50	25118.78	195.10
N9	748.93	39.00	29208.11	226.86
N8	748.93	35.50	26586.87	206.50
N7	748.93	32.00	23965.63	186.14
N6	761.70	28.50	21708.42	168.61
N5	776.31	25.00	19407.87	150.74
N4	776.31	21.50	16690.77	129.64
N3	776.31	18.00	13973.67	108.54
N2	789.09	14.50	11441.77	88.87
N1	835.02	11.00	9185.26	71.34
PB	995.22	6.00	5971.34	46.38
SOT	1067.26	3.00	3201.77	24.87
CIM	1075.68	0.00	0.00	0.00
TOTAL	10690.72		206460.25	

III.1.1 Rigideces laterales de entrepiso

Después de realizar los análisis sísmicos estáticos, se pudieron conocer los desplazamientos laterales relativos y la fuerza cortante de cada entrepiso, así como también de los ejes mencionados anteriormente. Por tanto, se está en posibilidades de calcular la rigidez de entrepiso, ya sea total o la de los marcos de interés.

Las figs 3.1 a 3.2 muestran la distribución en elevación de la rigidez lateral total de cada entrepiso, direcciones X y Y, ambos Reglamentos, y condiciones de servicio y de resistencia.

Dicha rigidez lateral de cada entrepiso se obtiene de dividir la fuerza cortante en cada entrepiso entre el desplazamiento lateral relativo del entrepiso correspondiente, a saber:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta_n}$$

donde: V_i = fuerza cortante del entrepiso i , y Δ_n = desplazamiento lateral relativo del entrepiso i .

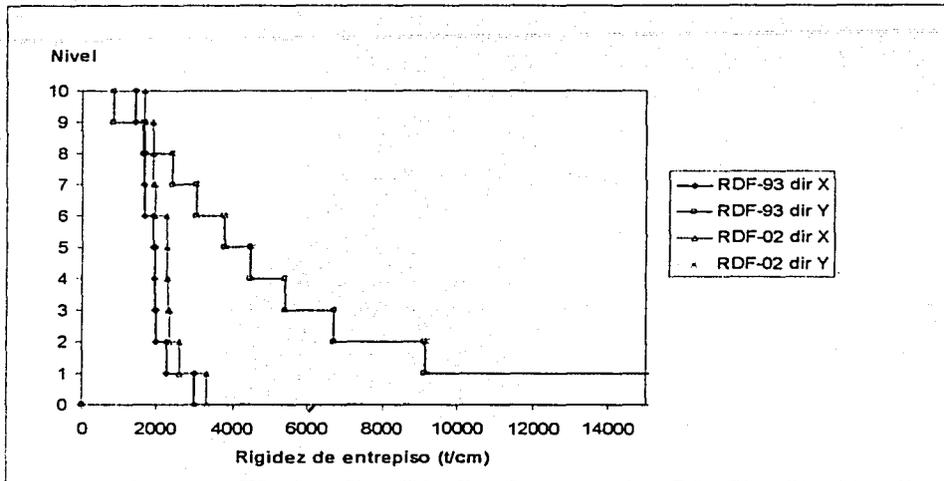


Fig 3.1. Rigideces laterales de entrepiso, direcciones X y Y (condiciones de servicio)

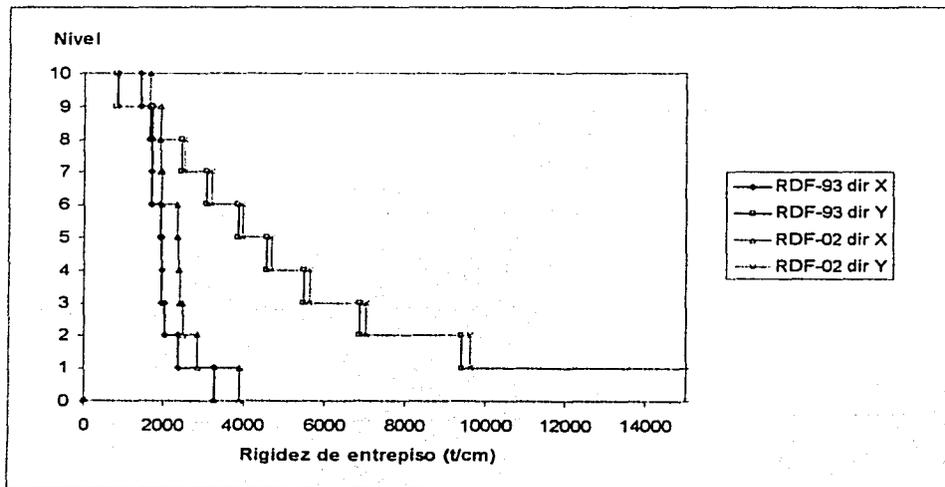


Fig 3.2. Rigideces laterales de entrepiso, direcciones X y Y (condiciones de resistencia)

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Adicionalmente se obtuvieron las fuerzas cortantes de columnas de los ejes que posteriormente se analizarán para obtener sus respuestas inelásticas: eje 2 en la dirección X, y ejes A y C en la dirección Y; los ejes 2 y C son con base en vigas y columnas únicamente, mientras que el eje A tiene muros de concreto reforzado en toda su altura en las crujeas extremas. Las figs 3.3 a 3.5 tienen los resultados correspondientes de los ejes 2, C y A, respectivamente.

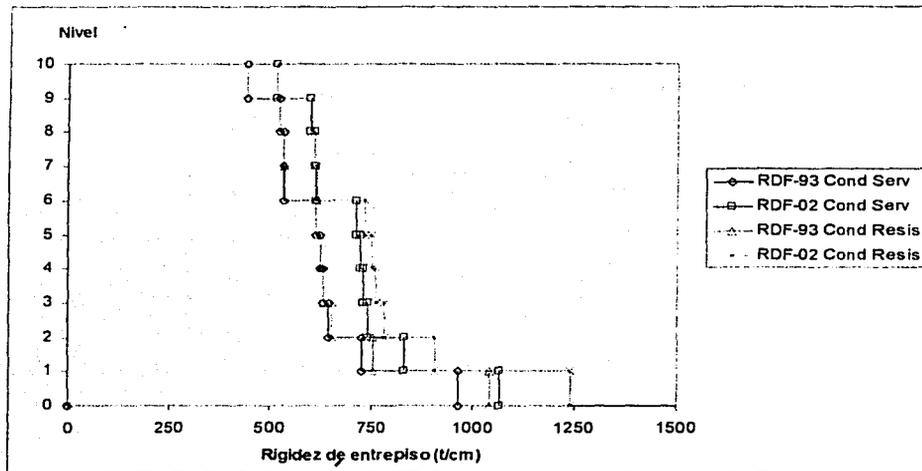


Fig 3.3. Rigideces laterales de entrepiso del marco del eje 2 (dirección X)

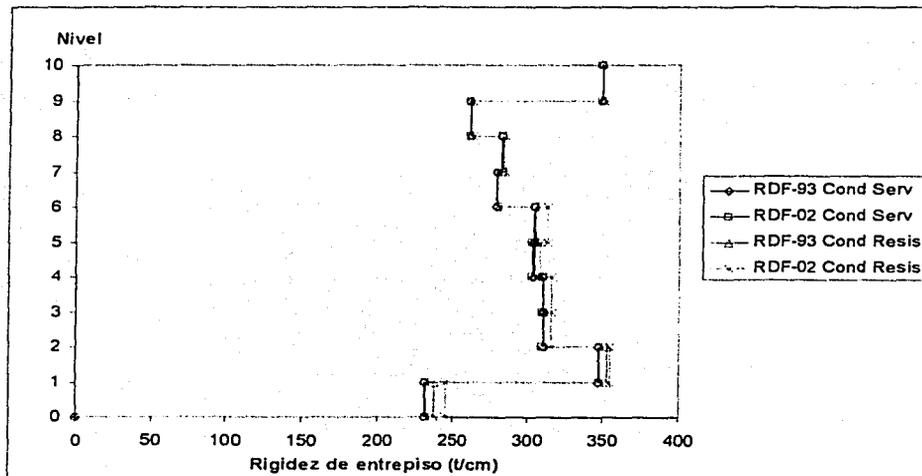


Fig 3.4. Rigideces de entrepiso del marco del eje C (dirección Y)

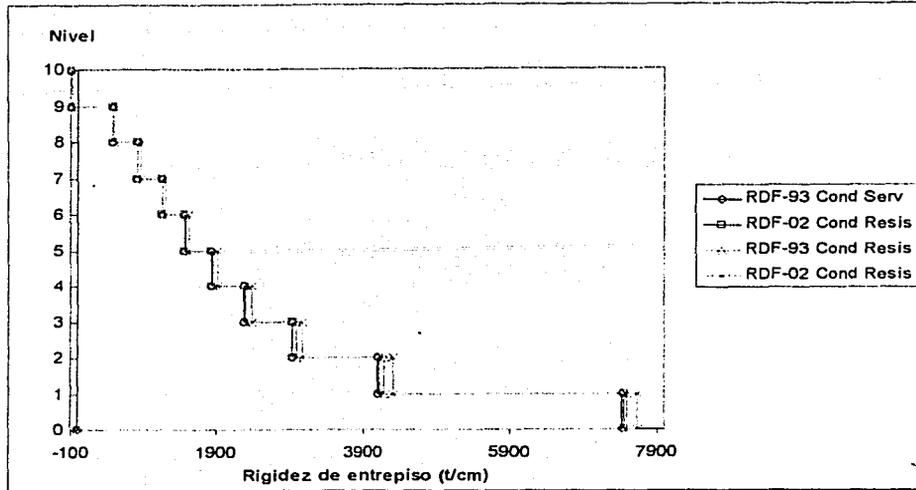


Fig 3.5. Rigideces de entrepiso del marco del eje A (dirección Y)

III.2 Análisis sísmico dinámico modal espectral

III.2.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.5 a 3.8 muestran los valores de los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada caso analizado: RDF-93 y RDF-02, condiciones de servicio y de resistencia.

Tabla 3.5. Periodos de vibración, diseño con RDF - 93 (condiciones de servicio)

Periodo	Dirección		
	X	Y	θ
T1	1.506 (58.55)	0.930 (51.12)	0.674 (49.23)
T2	0.507 (7.19)	0.227 (14.49)	0.162 (14.63)
T3	0.287 (2.60)	0.104 (5.55)	0.074 (5.80)

() % de masa modal efectiva

Tabla 3.6. Periodos de vibración, diseño con RDF - 93 (condiciones de resistencia)

Periodo	Dirección		
	X	Y	θ
T1	1.489 (58.01)	0.923 (50.97)	0.669 (49.06)
T2	0.502 (7.33)	0.226 (14.58)	0.161 (14.73)
T3	0.285 (2.72)	0.104 (5.57)	0.074 (5.83)

() % de masa modal efectiva

Tabla 3.7. Periodos de vibración, diseño con RDF - 2002 (condiciones de servicio)

Periodo	Dirección		
	X	Y	θ
T1	1.410 (58.93)	0.933 (51.23)	0.671 (49.43)
T2	0.477 (7.18)	0.228 (14.5)	0.162 (14.58)
T3	0.272 (2.56)	0.104 (5.55)	0.0734 (5.79)

() % de masa modal efectiva

Tabla 3.8. Periodos de vibración, diseño con RDF - 2002 (condiciones de resistencia)

Periodo	Dirección		
	X	Y	θ
T1	1.365 (58.05)	0.917 (51.10)	0.658 (49.25)
T2	0.466 (7.44)	0.226 (14.61)	0.160 (14.71)
T3	0.264 (2.75)	0.104 (5.59)	0.074 (5.85)

() % de masa modal efectiva

En todos los casos se observa que los periodos son mayores en la dirección X, lo que indica que la estructura es más flexible en dicha dirección, ya que su estructuración es con base en sólo marcos. En la dirección Y, los muros de los ejes cabeceros proporcionan una gran rigidez lateral, como era de esperarse.

III.2.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 3.6 y 3.7 tienen los desplazamientos laterales máximos de los análisis dinámicos modales espectrales, sismo en ambas direcciones, y con los dos Reglamentos, condiciones de servicio y de resistencia, respectivamente. Este tipo de respuesta muestra que en la dirección X la estructura se comporta como una viga de cortante debido al trabajo principal de los marcos, y que en la dirección Y se tiene un patrón de comportamiento tipo viga de flexión, debido a la importante participación de los muros de cortante de los ejes cabeceros A y E; los desplazamientos laterales resultan más pequeños en la dirección transversal del edificio. Todos estos resultados ya están multiplicados por $Q = 3$

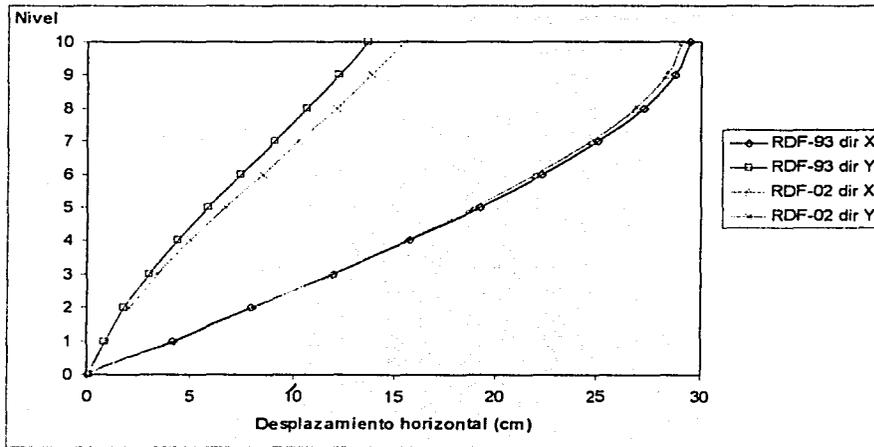


Fig 3.6. Desplazamientos horizontales máximos totales, sismo en direcciones X y Y (condiciones de servicio)

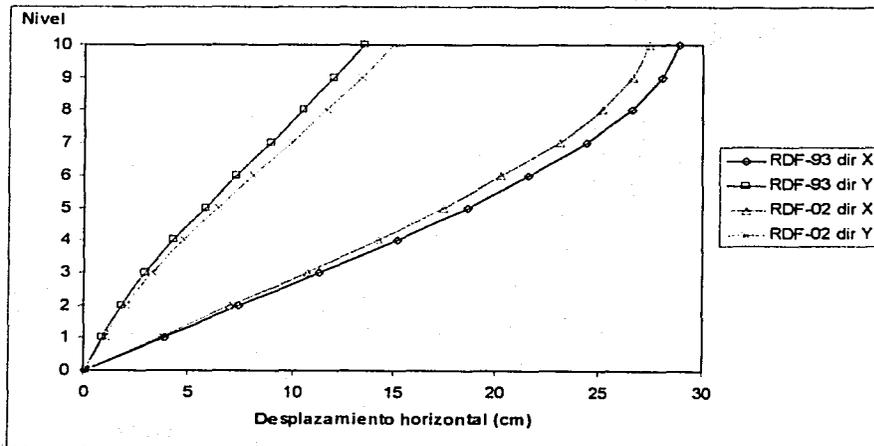


Fig 3.7. Desplazamientos horizontales máximos totales, sismo en direcciones X y Y (condiciones de resistencia)

III.2.3 Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso

Con base en este tipo de respuesta se definieron las dimensiones de los diferentes miembros estructurales, tratando de no sobrepasar los valores permisibles en cada dirección, según su estructuración. Para ambos casos, RDF-93 y RDF - 02, el desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso en la dirección X se acerca al límite permisible, pero no así en la dirección Y, ya que los muros proporcionan una gran rigidez a la estructura; lo anterior se acepta, porque es imposible reducir excesivamente las dimensiones de los elementos estructurales, debido a las exigencias de los requisitos geométricos para edificios diseñados como marcos dúctiles.

Los valores fueron obtenidos de los análisis dinámicos modales espectrales, y ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, tal como se especifica en cada Reglamento y sus Normas de Sismo.

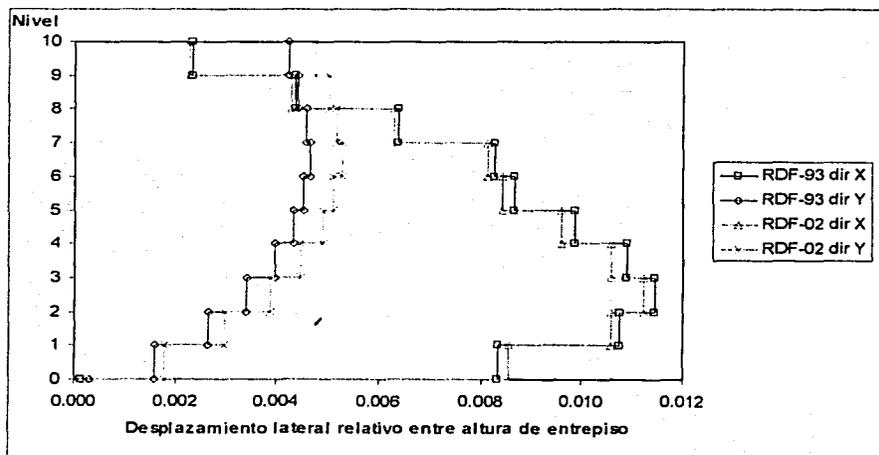


Fig 3.8. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso (condición de servicio)

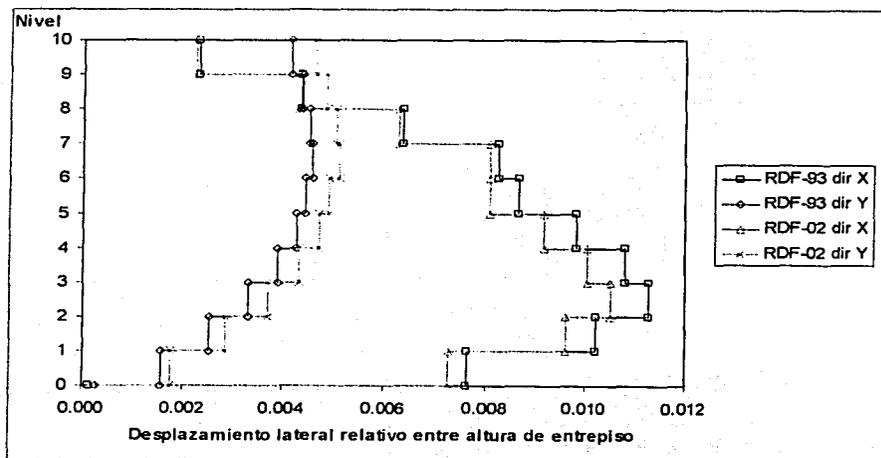


Fig 3.9. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso (condición de resistencia)

III.2.4 Elementos mecánicos últimos y diseños

Se muestran enseguida los elementos mecánicos últimos de las vigas, columnas y muros de los ejes 2 (dirección larga), A y C (dirección corta); éstos son los que resultan de la combinación de carga más crítica, tomando en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales y las cargas sísmicas dinámicas modales espectrales

En vigas se tienen los momentos flexionantes últimos, positivos y negativos en los dos extremos, así como la fuerza cortante última.

En columnas y en muros se presentan los momentos flexionantes últimos en las direcciones mayor y menor, junto con la carga axial última de la combinación más crítica, y las fuerzas cortantes últimas de ambas direcciones.

Para el diseño de las vigas y las columnas se tomó como apoyo el postprocesador del ETABS, llamado CONKER, que calcula las áreas de acero requeridas por flexión, cortante y flexocompresión; además se realizó el diseño manual de algunas vigas y columnas tipo con el fin de corroborar los resultados arrojados por el programa.

Para hacer compatibles los diseños manuales (hechos con base en las NTC-Concreto del RDF-93 y RDF-02) con los diseños del CONKER (hechos con base en el ACI-95), hubo necesidad de hacer algunos ajustes en los factores de reducción de resistencia, principalmente para columnas.

Los muros se diseñaron a flexocompresión considerando a sus extremos como columnas cortas, y por cortante al alma con refuerzo horizontal.

Las figs 3.10 a 3.12 tienen los elementos mecánicos últimos de las vigas de los ejes 2, A y C, RDF-93 y RDF-02, respectivamente; las figs 3.13 a 3.15 muestran las cuantías de acero longitudinal correspondientes.

Las figs 3.16 a 3.18 presentan las fuerzas cortantes últimas de las vigas de los mismos ejes, y las figs 3.19 a 3.21 tienen las separaciones resultantes de estribos de # 3.

Las figs 3.22 y 3.23, 3.24 y 3.25 muestran los elementos mecánicos últimos y las cuantías necesarias de acero longitudinal , respectivamente de las columnas de los ejes 2 y C; los armados de los muros del eje A se muestran posteriormente. Las figs 3.26 y 3.27, 3.28 y 3.29 tienen las fuerzas cortantes actuantes de diseño y la separación de estribos, respectivamente, de los extremos de las columnas de los ejes 2 y C.

En seguida se describen paso a paso los cálculos necesarios para el diseño de una viga tipo, utilizando los resultados del RDF-93; también se presentan los resultados finales de otras vigas, incluyendo al RDF-02.

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	Caso RDF-93			Simétrico		Caso RDF-2002		
	M_U^-	M_U^+		M_U^-	M_U^+	M_U^-	M_U^+	
				← →				
	M_U^-	M_U^+		M_U^-	M_U^+	M_U^-	M_U^+	
N10	-33.43	-12.76	-23.52	-25.01	-26.54	-24.89	-13.15	-35.21
	0.00	7.72	0.00	0.00	0.00	0.00	10.27	0.00
N9	-54.47	-24.15	-39.28	-40.06	-43.60	-42.68	-26.00	-59.20
	0.00	18.64	4.53	3.58	6.53	7.70	23.64	0.00
N8	-65.44	-37.89	-52.56	-53.29	-58.87	-58.05	-41.81	-71.86
	1.81	30.01	17.85	16.75	21.75	23.07	36.78	5.55
N7	-76.15	-50.71	-64.97	-65.66	-73.05	-72.30	-56.59	-83.84
	14.73	40.66	30.27	29.05	35.83	37.35	48.83	20.42
N6	-88.62	-61.16	-77.10	-77.35	-86.41	-86.28	-67.88	-99.16
	25.24	52.47	42.91	42.35	51.44	51.89	62.97	31.73
N5	-96.54	-69.87	-85.98	-86.11	-96.12	-96.16	-77.30	-108.15
	33.24	59.78	51.53	51.17	61.23	61.43	71.15	40.20
N4	-102.05	-79.14	-94.00	-94.10	-105.15	-105.17	-87.72	-114.20
	42.66	65.25	59.52	59.09	70.15	70.45	77.19	50.81
N3	-104.95	-86.35	-99.49	-99.55	-111.39	-111.43	-95.81	-117.48
	50.07	68.03	64.95	64.48	76.28	76.69	80.31	59.08
N2	-105.54	-89.20	-102.99	-102.87	-115.38	-115.62	-99.24	-118.19
	53.30	68.76	69.76	69.59	82.07	82.17	81.08	63.01
N1	-97.86	-85.17	-95.67	-95.56	-107.52	-107.71	-95.10	-109.81
	49.66	60.28	62.49	62.20	74.06	74.37	71.77	59.35
PB								
SOT								
CIM								
	B9	B10	B11	B12				

Fig 3.10. Momentos flexionantes últimos en los extremos de las vigas, eje 2

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	Caso RDF-93			Caso RDF-2002		
	M_{ij}^-	M_{ij}^+		M_{ij}^-	M_{ij}^+	
				Momento flexionante negativo último (t-m)		
				Momento flexionante positivo último (t-m)		
	Simétrico					
N10	-42.90	-21.11	-33.57	-35.67	-23.41	-44.60
	0.00	11.77	4.27	6.38	13.34	0.00
N9	-54.32	-27.92	-43.63	-46.42	-30.93	-56.52
	0.00	16.08	6.52	9.36	18.21	0.00
N8	-53.83	-29.23	-43.68	-46.51	-32.30	-56.12
	0.00	15.70	6.74	9.60	17.91	0.00
N7	-54.28	-30.75	-44.34	-47.17	-33.91	-56.58
	0.00	16.13	7.40	10.27	18.36	0.00
N6	-54.61	-31.88	-45.03	-48.22	-35.27	-57.30
	0.00	16.53	7.94	11.13	19.16	0.00
N5	-53.69	-32.32	-44.61	-47.89	-35.71	-56.50
	0.00	15.71	7.46	10.73	18.47	0.00
N4	-51.19	-32.00	-42.85	-45.88	-35.16	-53.83
	0.00	13.36	5.74	8.77	15.94	0.00
N3	-47.20	-30.85	-39.91	-42.64	-33.69	-49.64
	0.00	9.65	2.84	5.56	12.01	0.00
N2	-42.96	-28.55	-36.49	-38.74	-30.92	-44.91
	0.00	5.56	0.00	1.60	7.48	0.00
N1	-35.67	-25.60	-30.93	-32.56	-27.36	-37.18
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21	0.00
PB						
SOT						
CIM						
	B41	B42	B43	B44	B45	B46

Fig 3.12. Momentos flexionantes últimos en los extremos de las vigas, eje C

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	Caso RDF-93				Simétrico	Caso RDF-2002			
	A_s^-	A_s^+	A_s^-	A_s^+		A_s^-	A_s^+	A_s^-	A_s^+
					↔				
N10	13.26	9.37	9.37	9.79	10.04	10.04	10.04	10.04	12.98
	9.37	9.37	9.37	9.37	10.04	10.04	10.04	10.04	10.04
N9	22.35	9.44	15.72	16.05	16.25	15.89	10.04	10.04	22.56
	10.70	9.37	9.37	9.37	10.04	10.04	10.04	10.04	10.83
N8	27.38	15.13	21.49	21.82	22.42	22.08	15.54	15.54	27.91
	12.96	11.84	10.31	10.46	10.76	10.61	13.58	13.58	13.25
N7	32.51	20.67	27.15	27.48	28.43	28.10	21.48	21.48	33.21
	15.21	16.31	12.86	13.01	13.48	13.80	18.83	18.83	15.59
N6	38.81	25.39	32.97	33.10	34.37	34.31	26.21	26.21	40.34
	17.87	21.46	17.27	17.03	19.38	19.56	24.13	24.13	18.63
N5	43.02	29.47	37.44	37.51	38.98	38.90	30.29	30.29	44.74
	19.60	24.76	21.04	20.88	23.40	23.49	27.61	27.61	20.45
N4	46.05	33.98	41.46	41.70	43.25	43.26	34.97	34.97	47.81
	20.81	27.89	24.64	24.44	27.31	27.31	30.24	30.24	21.69
N3	47.69	37.63	44.63	44.67	46.38	46.39	38.74	38.74	49.51
	21.46	28.60	27.15	26.93	29.84	30.32	31.62	31.62	22.51
N2	48.03	39.11	46.58	46.51	48.42	48.55	40.37	40.37	49.89
	21.83	28.94	29.42	29.34	32.41	32.46	31.97	31.97	24.15
N1	43.73	37.03	42.55	42.49	44.43	44.52	38.40	38.40	45.57
	20.21	24.98	26.00	25.87	28.87	29.00	27.88	27.88	22.62
PB									
SOT									
CIM									
	B9		B10		B11		B12		

Fig 3.13. Áreas de acero de refuerzo longitudinal en los extremos de las vigas, eje 2

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	A_s^-	A_s^+	
			A_s^- - Área de refuerzo superior (cm ²) A_s^+ - Área de refuerzo inferior (cm ²)
	Caso RDF-93	Simétrico	Caso RDF-2002
		←	→
N10	27.89	30.97	
	20.99	20.74	
N9	29.96	33.25	
	17.87	20.73	
N8	30.67	34.06	
	18.51	21.45	
N7	31.07	34.48	
	18.88	21.84	
N6	30.85	34.15	
	18.68	21.54	
N5	29.83	32.95	
	17.81	20.52	
N4	27.72	30.51	
	16.03	18.48	
N3	24.43	26.78	
	13.22	15.29	
N2	19.95	21.74	
	9.46	10.89	
N1	15.43	16.66	
	7.41	7.98	
PB			
SOT			
CIM			
	B31	B32	

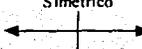
Fig 3.14. Áreas de acero de refuerzo longitudinal en los extremos de las vigas, eje A

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	Caso RDF-93		Simétrico		Caso RDF-2002	
	A_s^-	A_s^+			A_s^- - Área de refuerzo superior (cm ²)	A_s^+ - Área de refuerzo inferior (cm ²)
N10	20.99	9.76	16.01	17.11	10.88	21.93
	9.22	7.03	7.68	8.18	7.03	10.33
N9	27.51	13.12	21.39	22.94	14.65	28.83
	12.74	7.34	10.10	10.78	8.36	13.29
N8	27.22	13.78	21.42	22.99	15.35	28.59
	12.62	7.16	10.11	10.80	8.21	13.19
N7	27.49	14.56	21.78	23.37	16.19	28.87
	12.73	7.37	10.37	10.96	8.43	13.31
N6	27.69	15.14	22.16	23.96	16.89	21.31
	12.81	7.56	10.44	11.22	8.81	13.49
N5	27.14	15.36	21.93	23.77	17.12	28.82
	12.58	7.38	10.34	11.14	8.48	13.29
N4	25.67	15.19	20.96	22.64	16.84	27.22
	11.96	7.31	9.91	10.65	8.06	12.62
N3	23.39	14.61	19.36	20.85	16.07	24.78
	10.97	7.03	9.20	9.86	7.71	11.57
N2	21.02	13.44	17.54	18.73	14.64	22.10
	9.94	7.03	8.37	8.91	7.05	10.41
N1	17.10	11.96	14.64	15.49	12.84	17.90
	8.18	7.03	7.05	7.44	7.03	8.54
PB						
SOT						
CIM						
	B41	B42	B43	B44	B45	B46

Fig 3.15. Áreas de acero de refuerzo longitudinal en los extremos de las vigas, eje C

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

V_U V_U Fuerza cortante última (t)
 Caso RDF-93 Simétrico Caso RDF-2002


N10	16.95	10.83	13.14	13.67	14.00	13.38	11.19	17.48
N9	21.84	14.77	18.07	18.27	19.29	19.04	15.41	23.19
N8	24.41	18.00	21.21	21.43	22.93	22.68	19.11	26.15
N7	26.86	20.96	24.16	24.39	26.33	26.06	22.52	28.92
N6	29.68	23.34	27.21	27.31	29.74	29.67	25.09	32.36
N5	31.44	25.27	29.36	29.42	32.09	32.07	27.17	34.36
N4	32.72	27.44	31.29	31.36	34.29	34.26	29.62	35.76
N3	33.38	29.14	32.61	32.68	35.81	35.77	31.52	36.51
N2	33.61	29.88	33.87	33.88	37.26	37.28	32.44	36.80
N1	31.72	28.98	32.04	32.06	35.30	35.29	31.52	34.71
PB								
SOT								
CIM								
	B9		B10		B11		B12	

Fig 3.16. Fuerzas cortantes últimas en los extremos de las vigas, eje 2

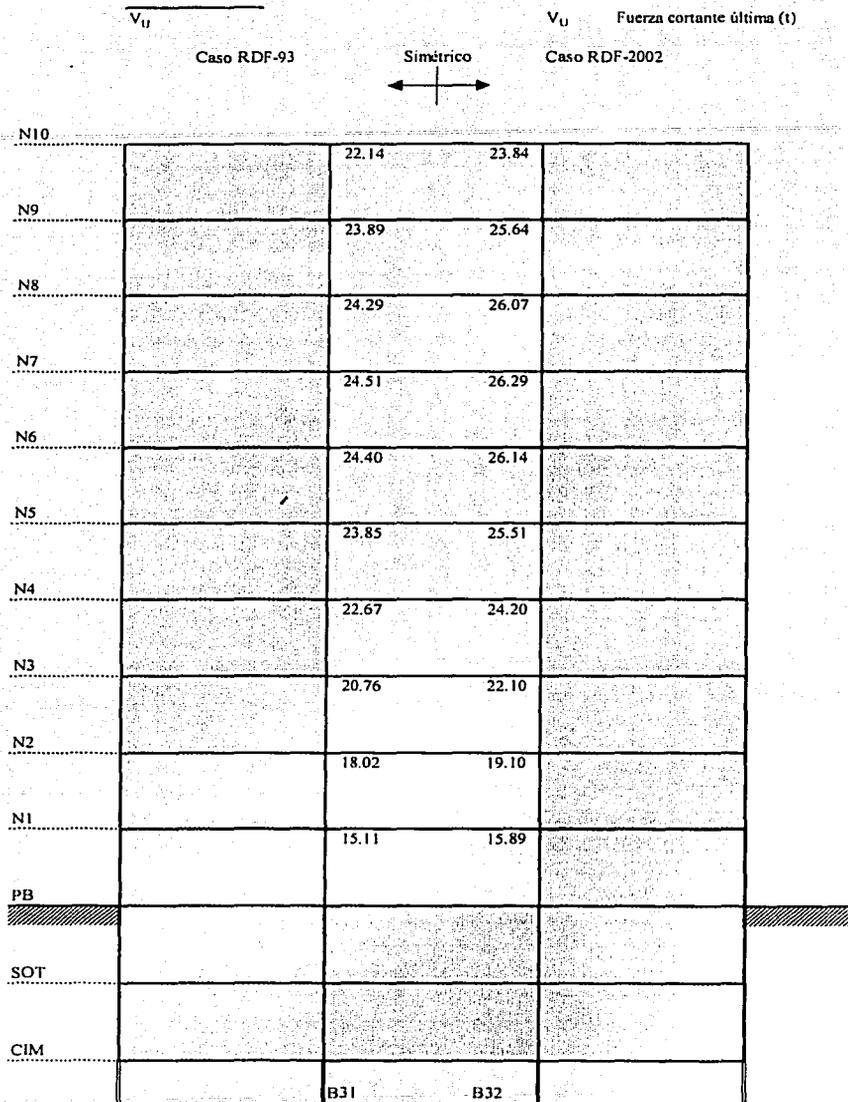


Fig 3.17. Fuerzas cortantes últimas en los extremos de las vigas, eje A

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

V_U V_U Fuerza cortante última (t)

Caso RDF-93 Simétrico Caso RDF-2002

← ———— →

N10	22.23	14.80	19.14	19.89	15.69	22.82
N9	27.70	18.33	23.98	24.98	19.47	28.48
N8	27.52	18.88	24.01	25.02	20.03	28.33
N7	27.66	19.44	24.23	25.25	20.64	28.48
N6	27.77	19.78	24.43	25.58	21.04	28.73
N5	27.42	19.89	24.24	25.42	21.14	28.43
N4	26.48	19.74	23.56	24.65	20.91	27.43
N3	25.00	19.30	22.43	23.42	20.34	25.88
N2	23.41	18.29	21.10	21.92	19.17	24.12
N1	20.75	17.27	19.02	19.61	17.92	21.29
PB						
SOT						
CIM						
	B41	B42	B43	B44	B45	B46

Fig 3.18. Fuerzas cortantes últimas en los extremos de las vigas, eje C

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

S Separación de estribos en las zonas de confinamiento (cm)

Caso RDF-93 Simétrico Caso RDF-2002

← | →

N10	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
N9	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
N8	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
N7	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
N6	15.00	15.00	15.00	15.00	18.75	18.75	15.00	15.00
N5	17.50	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	18.75
N4	17.50	17.50	17.50	17.50	18.75	18.75	18.75	18.75
N3	17.50	17.50	17.50	17.50	18.75	18.75	18.75	18.75
N2	17.50	17.50	17.50	17.50	18.75	18.75	18.75	18.75
N1	17.50	17.50	17.50	17.50	18.75	18.75	18.75	18.75
PB								
SOT								
CIM								
	B9		B10		B11		B12	

Fig 3.19. Separación de estribos (2 E#3) en los extremos de las vigas, eje 2

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

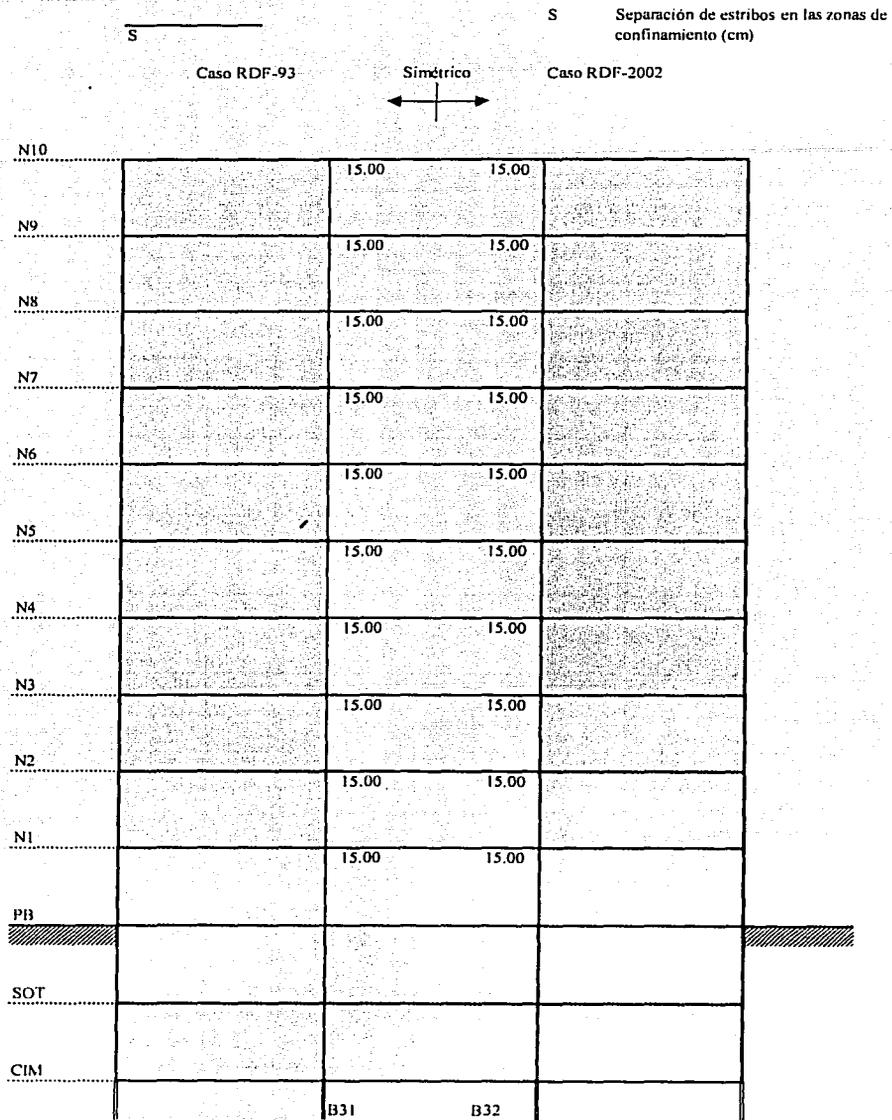


Fig 3.20. Separación de estribos (2 E#3) en los extremos de las vigas, eje A

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

	Mu_M	Mu_m	P_u		Mu_M	Mu_m	P_u		Mu_M	Mu_m	P_u	
	Caso RDF-93			Simétrico ← →	Caso RDF-2002				Momento flexionante último en la dirección mayor (t-m) Momento flexionante último en la dirección menor (t-m) Carga axial última (t)			
N10	15.96	34.98	42.44	4.85	35.62	5.20	38.50	44.06	44.60	17.71	37.79	42.76
N9	12.13	29.05	43.17	2.21	29.55	2.61	31.92	45.34	45.99	13.93	31.36	43.82
N8	5.69	15.44	96.89	8.75	15.16	9.54	17.67	101.68	102.98	37.78	11.36	95.31
N7	13.98	25.05	96.89	5.83	25.39	6.70	27.50	101.68	102.98	16.15	27.12	98.14
N6	45.83	11.84	147.92	40.82	12.17	44.79	12.74	155.41	157.16	50.30	12.40	148.48
N5	17.69	27.12	151.60	9.52	27.48	10.81	29.88	158.25	160.18	41.38	12.20	154.45
N4	55.04	11.41	201.30	50.88	11.69	55.96	12.21	211.26	213.61	60.46	11.92	201.95
N3	46.79	11.03	208.39	43.22	11.29	48.96	11.68	212.94	215.40	52.74	11.42	211.13
N2	68.54	11.91	254.54	19.21	18.34	21.49	21.67	271.69	274.88	76.93	12.77	254.96
N1	24.08	28.65	263.35	15.55	28.92	17.38	31.97	271.69	274.88	27.97	31.68	267.09
PB	74.71	10.72	308.32	71.50	1.95	79.96	11.56	326.31	327.69	83.66	11.34	308.48
	63.37	11.16	322.89	18.15	27.69	20.23	30.52	328.95	332.83	28.92	30.29	325.37
	79.37	9.72	362.92	77.18	1.75	86.26	2.59	383.54	388.00	88.78	10.31	362.82
	71.57	10.48	381.74	69.70	10.64	77.66	11.40	383.54	388.00	79.81	11.24	387.72
	78.99	8.05	418.64	78.02	1.35	87.22	2.03	441.16	446.32	88.35	8.54	418.29
	78.26	8.81	441.75	77.89	8.91	87.02	9.63	441.16	446.32	87.46	9.53	448.97
	22.20	9.25	499.44	23.41	9.01	26.23	10.44	502.41	508.38	25.11	10.70	507.39
	96.65	9.00	503.76	98.35	9.07	108.85	9.71	499.29	505.15	106.86	9.65	512.35
	1.24	2.23	701.92	0.00	2.36	0.00	2.29	710.77	719.12	1.64	2.15	707.77
	164.19	5.34	568.33	164.51	5.35	185.16	5.91	559.78	566.39	184.88	5.90	578.27
SOT												
CIM												
	C3	C10		C17		C24		C31				

Esta columna fue diseñada como patín en los muros

Esta columna fue diseñada como patín en los muros

Fig 3.22. Momentos flexionantes y cargas axiales últimas en los extremos de las columnas, eje A

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

A_s | A_s Área de acero de refuerzo necesaria (cm²)

Simétrico

← | →

	Caso RDF-93		Simétrico		Caso RDF-2002	
N10	36.00	46.86	40.45	45.65	52.52	36.00
N9	36.00	36.00	36.00	36.00	39.02	36.00
N8	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00
N7	36.00	36.00	36.00	36.00	43.62	36.00
N6	36.00	55.19	46.32	63.52	73.27	36.00
N5	45.00	45.00	45.00	48.00	48.00	48.00
N4	45.00	50.23	45.00	48.00	48.00	48.00
N3	61.54	84.41	80.76	74.59	79.72	50.26
N2	86.14	120.99	119.95	114.58	116.45	71.40
N1	112.86	78.40	79.78	76.02	75.25	94.47
PB	160.30	216.72	214.19	221.17	224.66	135.80
SOT						
CIM						
	C3	C10	C17	C24	C31	

Fig 3.24. Áreas de refuerzo longitudinal en los extremos de las columnas, eje 2

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

A_s | A_s Área de acero de refuerzo necesaria (cm²)

Caso RDF-93 ← Simétrico → Caso RDF-2002

N10	43.71	40.45	45.65	46.07
N9	36.00	36.00	36.00	36.00
	36.00	36.00	36.00	38.40
N8	36.00	36.00	36.00	36.00
	53.52	41.98	53.16	64.46
N7	36.00	36.00	36.00	39.91
	75.50	68.29	83.26	89.17
N6	52.70	46.32	63.52	68.79
	53.09	45.00	48.00	53.81
N5	45.00	45.00	48.00	48.00
	64.23	69.71	66.98	65.13
N4	45.00	45.00	48.00	48.00
	74.18	97.67	93.90	74.56
N3	62.81	80.76	74.59	60.25
	81.46	120.24	114.99	79.58
N2	88.77	119.95	114.58	86.94
	57.00	57.00	60.00	60.00
N1	57.00	79.78	76.02	60.00
	57.00	100.48	89.26	60.00
PB	217.08	214.19	221.17	224.80
SOT				
CIM				
	C15	C17	C19	C21

Fig 3.25. Áreas de refuerzo longitudinal en los extremos de las columnas, eje C

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

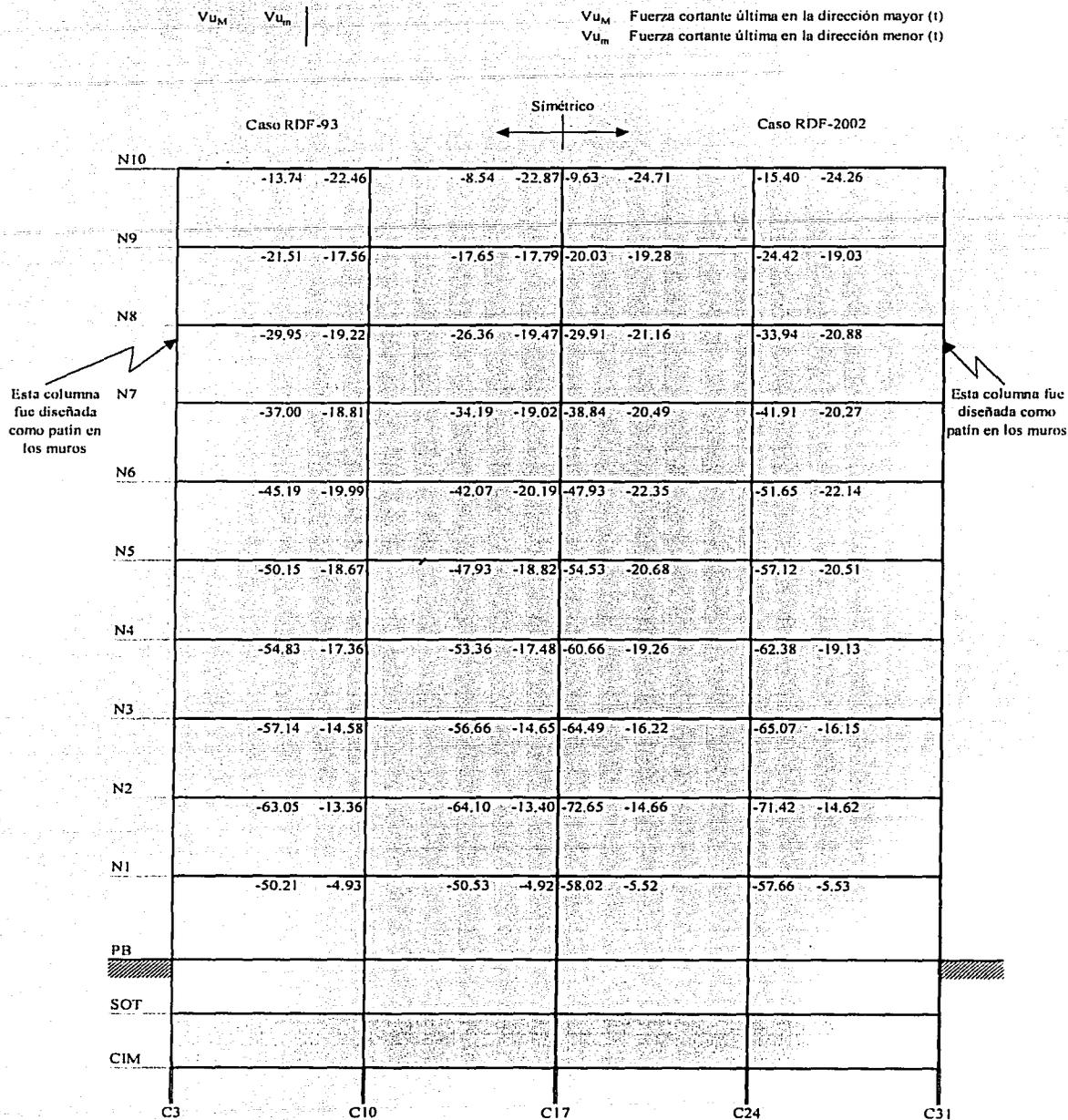


Fig 3.26. Fuerzas cortantes últimas en los extremos de las columnas, eje 2

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

V_{uM} V_{u_m}

V_{uM} Fuerza cortante última en la dirección mayor (l)
 V_{u_m} Fuerza cortante última en la dirección menor (t)

Simétrico

	Caso RDF-93				Caso RDF-2002			
N10	-8.32	-22.26	-8.54	-22.87	-9.63	-24.71	-9.45	-23.07
N9	-17.27	-16.56	-17.65	-17.79	-20.03	-19.28	-19.70	-17.22
N8	-25.77	-18.30	-26.36	-19.47	-29.91	-21.16	-29.39	-19.09
N7	-33.52	-17.60	-34.19	-19.02	-38.84	-20.49	-38.25	-18.22
N6	-41.01	-18.52	-42.07	-20.19	-47.93	-22.35	-46.94	-19.59
N5	-46.86	-17.48	-47.93	-18.82	-54.53	-20.68	-53.55	-18.35
N4	-52.00	-16.85	-53.36	-17.48	-60.66	-19.26	-59.40	-17.70
N3	-55.99	-14.79	-56.66	-14.65	-64.49	-16.22	-63.94	-15.61
N2	-59.46	-15.23	-64.10	-13.40	-72.65	-14.66	-67.99	-15.76
N1	-58.88	-6.96	-50.53	-4.92	-58.02	-5.52	-66.95	-7.37
PB								
SOT								
CIM								
	C15		C17		C19		C21	

Fig 3.27. Fuerzas cortantes últimas en los extremos de las columnas, eje C

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

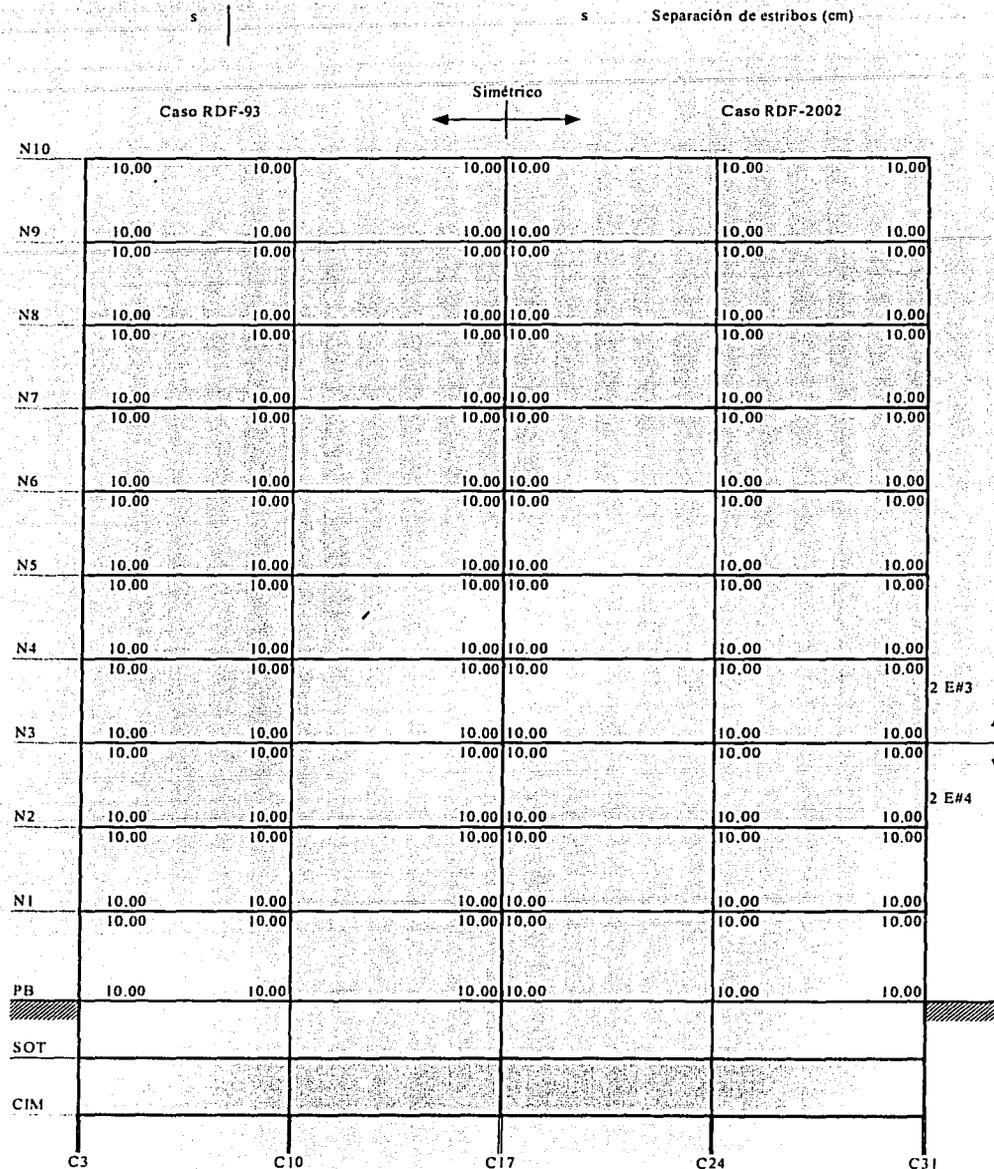


Fig 3.28. Separación de estribos en los extremos de las columnas (zona de confinamiento), eje 2

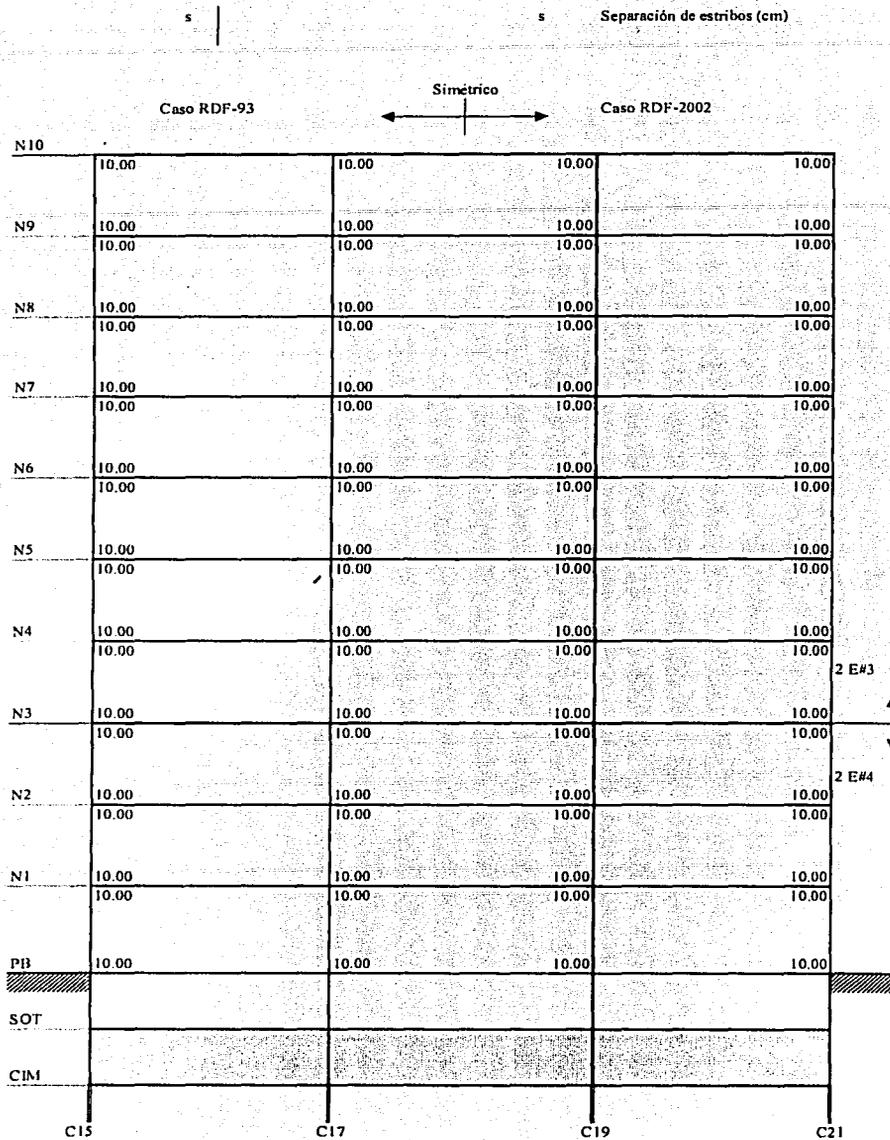


Fig 3.29. Separación de estribos en los extremos de las columnas (zona de confinamiento), eje C

III.2.5 Diseño paso a paso de vigas tipo de concreto reforzado

Se realizó el diseño de forma manual de ciertas vigas tipo para compararlos con los obtenidos mediante el post-procesador CONKER del ETABS; lo anterior se hizo con fines de demostrar el grado de concordancia de los resultados del post-procesador, diseño de acuerdo con el reglamento ACI, contra los resultados obtenidos de forma manual según las NTC-Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RDF-93.

Las constantes que se utilizarán para los cálculos son las siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{Concreto clase I} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero de refuerzo} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

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

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

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f^*_{c'}}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$q_{min} = \rho_{min} \frac{f_y}{f''_{c'}} = 0.002635 \frac{4200}{170} = 0.0651$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \frac{f''_{c'}}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = 0.75 \frac{170}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.014286 \quad (\text{si sismo})$$

$$q_{max} = \rho_{max} \frac{f_y}{f''_{c'}} = 0.014286 \frac{4200}{170} = 0.3529$$

A continuación se muestran los cálculos realizados para determinar la cuantía necesaria del acero de refuerzo longitudinal por flexión.

Diseño de vigas de acuerdo con el RDF - 93

Viga B9, nivel N1, eje 2 (75x40 cm)

$$M_U^- = 97.86 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U^+ = 49.66 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 31.72 \text{ t}$$

$$A_{Smin} = \rho_{min} b d = 0.002635(70)(40) = 7.38 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmin} = F_R b d^2 f''_c q_{min} (1 - 0.5 q_{min}) = 0.9(40)(70^2)(170)(0.0651)(1 - 0.5 \times 0.0651) = 18.89 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_{Smax} = \rho_{max} b d = 0.01428(40)(70) = 40 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmax} = F_R b d^2 f''_c q_{max} (1 - 0.5 q_{max}) = 0.9(40)(70^2)(170)(0.3529)(1 - 0.5 \times 0.3529) = 87.16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de A_s necesaria para resistir $M_U^- = 97.86 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$M_U^- = 97.86 \text{ t} \cdot \text{m} > M_{Rmax} \Rightarrow \text{se debe diseñar como doblemente armada}$$

$$A_s = \rho_{max} b d + \frac{M_U - M_{Rmax}}{F_R f_y (d - d')} = 0.01428(40)(70) + \frac{(97.86 - 87.16) \times 10^5}{0.9(4200)(70 - 5)}$$

$$A_s = 44.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{M_U - M_{Rmax}}{0.75 F_R f_y (d - d')} = \frac{(97.86 - 87.16) \times 10^5}{0.75(0.9)(4200)(70 - 5)}$$

$$A_s' = 5.81 \text{ cm}^2 < 0.5 A_s \Rightarrow A_s' = 0.5 A_s = 0.5(44.35) = 22.18 \text{ cm}^2$$

(requisito de marco dúctil para $Q = 3$)

Revisión de que fluye el acero a compresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{44.35}{40(70)} = 0.01584$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d} = \frac{22.18}{40(70)} = 0.00792$$

$$\rho - \rho' > \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f''_c}{d f_y}$$

$$\frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f''_c}{d f_y} = \frac{4800}{6000 - 4200} \frac{5 \cdot 170}{70 \cdot 4200} = 0.00771$$

$0.01584 - 0.00792 = 0.00792 > 0.00771 \therefore$ si fluye el acero a compresión

- Cálculo de A_s necesaria para resistir $M_U^+ = 49.66 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$M_{Rmin} < M_U^+ = 49.66 \text{ t} \cdot \text{m} < M_{Rmax} \Rightarrow \text{se puede diseñar como simplemente armada}$$

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

$$A_{S_{nec}} = \frac{bdf_c''}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{F_R b d^2 f_c''}} \right] = \frac{40(70)(170)}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(49.66) \times 10^5}{0.9(40)(70^2)(170)}} \right]$$

$$A_{S_{nec}} = 20.65 \text{ cm}^2$$

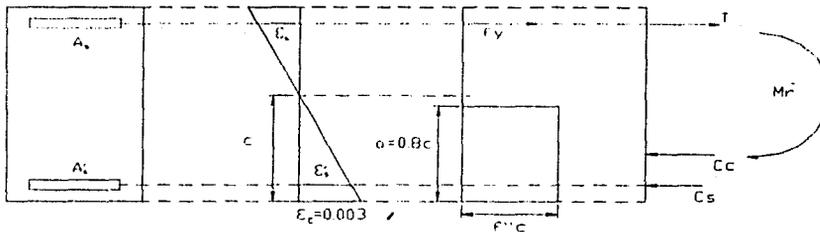
Para colocar el área de acero necesaria se propone utilizar,

$$\text{En el lecho superior } A_s^- = 3 \# 10 + 4 \# 8 \quad (44.04 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En el lecho inferior } A_s^+ = 5 \# 8 \quad (25.35 \text{ cm}^2)$$

Revisión de los momentos resistentes por compatibilidad de deformaciones y equilibrio

Calculo de M_R^-



Para una c dada,

$$C_c = f_c'' ab = 170(0.8c)(40) = 5440c$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{c - d'} = \frac{0.003}{c} \Rightarrow \varepsilon_s' = \frac{0.003(c - d')}{c}$$

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

Suponiendo que el acero a tensión fluye

$$T = A_s f_y$$

Por equilibrio de fuerzas normales internas,

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = C_c + A_s' f_s$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$44.04(4200) = 5440c + 25.35 \left[\frac{0.003(c - 5)}{c} \right] (2 \times 10^6)$$

al desarrollar, queda la ecuación:

$$5440c^2 - 32868c - 760500 = 0$$

Al resolver la ecuación anterior para la raíz menor, resulta que $c = 15.22$ cm; posteriormente,

$$\varepsilon_s' = \frac{0.003(c - d')}{c} = \frac{0.003(15.22 - 5)}{15.22} = 0.002014$$

$$\varepsilon_s' > \varepsilon_y = 0.0021 \Rightarrow \text{el acero a compresión también fluye: } f_s' = f_y$$

Cálculo del M_R^- :

$$M_R = F_R \left[C_s (d - d') + C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

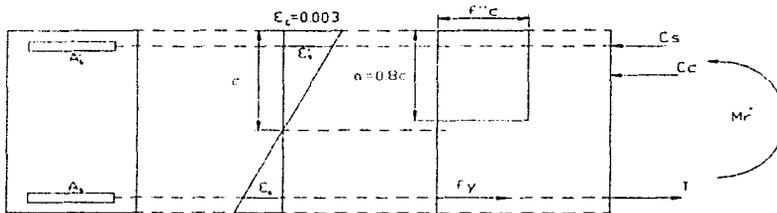
$$C_s = A_s' f_y = 25.35(4200) = 106470 \text{ kg}$$

$$C_c = 5440c = 5440(15.22) = 82820.71 \text{ kg}$$

$$M_R = 0.9 \left[106470(70 - 5) + 82820.71 \left(70 - \frac{0.8(15.22)}{2} \right) \right] = 10992408.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_R^- = 109.92 \text{ t} \cdot \text{m} > 97.86 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Cálculo de M_R^+



Por equilibrio de fuerzas normales internas.

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = C_c + A_s' f_s$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$25.35(4200) = 5440c + 44.04 \left[\frac{0.003(c - 5)}{c} \right] (2 \times 10^6)$$

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

al desarrollar, queda la ecuación:

$$5440c^2 + 157770c - 1321300 = 0$$

al resolver la ecuación para la raíz menor, se tiene que $c = 6.78$ cm, con lo que:

$$\varepsilon_s = \frac{0.003(d-c)}{c} = \frac{0.003(70-6.78)}{6.78} = 0.028$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \Rightarrow \quad \text{el acero a tensión sí fluye}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{0.003(c-d')}{c} = \frac{0.003(6.78-5)}{6.78} = 0.00079$$

$$\varepsilon_s' < \varepsilon_y = 0.0021 \quad \Rightarrow \quad \text{el acero a compresión no fluye}$$

$$f_s' = \varepsilon_s' E = 0.00079(2 \times 10^6) = 1580 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Cálculo de M_R^* :

$$M_R = F_R \left[C_s(d-d') + C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$C_s = A_s' f_s' = 44.04(1580) = 69552.70 \text{ kg}$$

$$C_c = 5440c = 5440(6.78) = 36917.29 \text{ kg}$$

$$M_R = 0.9 \left[69552.70(70-5) + 36917.29 \left(70 - \frac{0.8(6.78)}{2} \right) \right] = 6304431.78 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

∴

$$M_R^* = 63.04 \text{ t} \cdot \text{m} > 49.66 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Refuerzo transversal

La longitud de las zonas extremas por confinar adecuadamente es de $2d = 2(70) = 140$ cm.

Se propone utilizar estribos del # 3 con 4 ramas. La separación de ellos en los extremos será la menor de:

$$8\phi_{hl} = 8(2.54) = 20.32 \text{ cm}$$

$$24\phi_e = 24(0.95) = 22.86 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

$$d/4 = 70/4 = 17.5 \text{ cm}$$

Rige la separación $s = 17.5$ cm, a reserva de revisar la necesaria por cortante.

Como $\rho = \frac{44.04}{40(70)} = 0.016 > 0.01$,

$$V_{CR} = F_R 0.5bd\sqrt{f'_c} = 0.6(0.5)(40)(70)\sqrt{170} = 10952 \text{ kg}$$

Además, como el peralte total h de la viga es mayor que 70 cm, V_{CR} se reduce en un treinta por ciento,

$$V_{CR} = 0.70(10952.26) = 7666 \text{ kg}$$

como

$$V_u = 31.72 \text{ t} < 1.5F_Rbd\sqrt{f'_c} = 1.5(0.6)(40)(70)\sqrt{200} = 35.64 \text{ t}$$

la separación requerida por cortante es:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.6(4 \times 0.71)(4200)(70)}{(31720 - 7666.58)} = 21.12 \text{ cm}$$

∴ Rige 2E#3 @ 17.5 cm

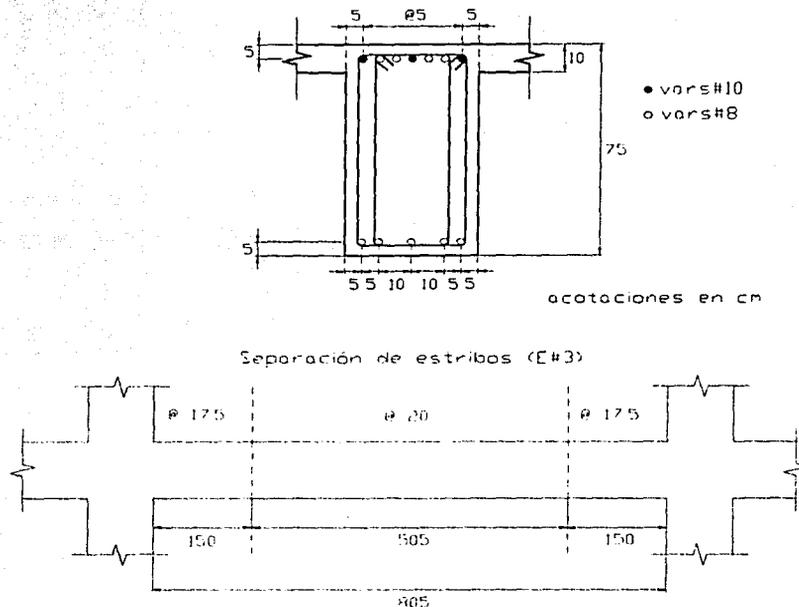


Fig 3.30. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B9 (nivel inferior, cruja exterior), eje 2, diseño con RDF-93

La separación de 2E #3 que rige en los extremos es de 17.5 cm; en la zona intermedia rige la separación de 20 cm donde dominan los efectos por cortante.

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Viga B31, nivel N1, eje A (65x35 cm)

$$M_U^- = 33.075 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U^+ = 11.71 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 15.11 \text{ t}$$

Los cálculos se realizan de manera análoga a la viga anterior, y los resultados son los siguientes,

En el lecho superior: $A_{Srec}^- = 15.78 \text{ cm}^2$

En el lecho inferior: $A_{Srec}^+ = 7.49 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar,

En el lecho superior: $A_S^- = 4 \# 8$ (20.28 cm²)

En el lecho inferior: $A_S^+ = 4 \# 6$ (11.40 cm²)

En el caso del lecho inferior, rige la condición de marco dúctil, en la que se especifica que la resistencia a momento positivo en el extremo de la viga no será menor que la mitad de la resistencia a momento negativo.

Las zonas extremas son de una longitud igual a dos veces el peralte total, donde se propone la distribución de estribos similar al caso de la viga anterior; la separación necesaria de estribos que rige es la requerida por confinamiento y resulta ser de 15 cm.

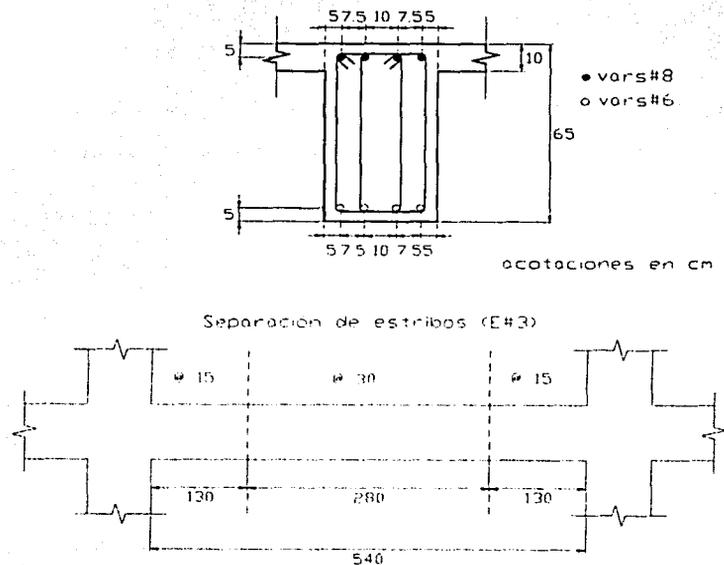


Fig 3.31. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B31 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-93

Viga B41, nivel N1, eje C (65x35 cm)

$$M_{U}^{-} = 33.075 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{U}^{+} = 0.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{U} = 20.75 \text{ t}$$

El área de acero necesaria para esta viga es,

En el lecho superior: $A_{S_{nec}^{-}} = 17.53 \text{ cm}^2$

En el lecho inferior: $A_{S_{nec}^{+}} = 8.27 \text{ cm}^2$ (Rige requisito de marco dúctil)

Se propone utilizar,

En el lecho superior: $A_S = 1 \# 8 + 6 \# 6$ (22.17 cm²)

En el lecho inferior: $A_S = 4 \# 6$ (11.40 cm²)

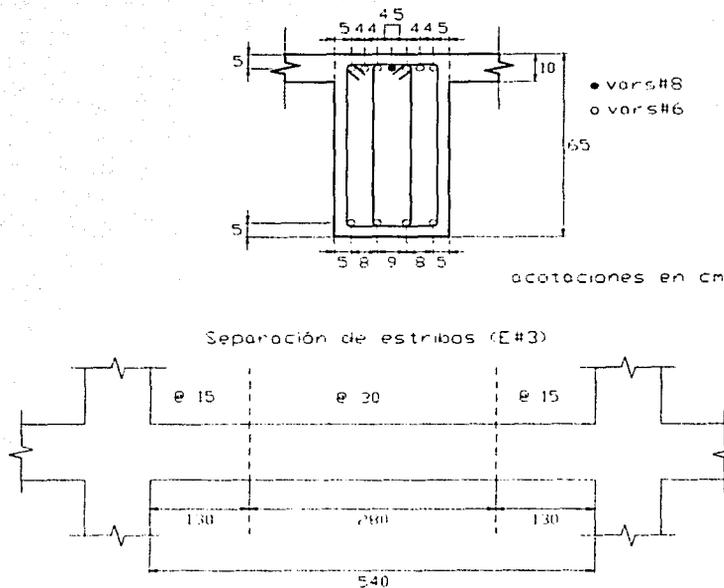


Fig 3.32. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B41 (nivel inferior, crujía exterior), eje C, diseño con RDF-93

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Diseño de vigas de acuerdo con el RDF – 2002

Viga B9, nivel N1, eje 2 (80x40 cm)

$$M_U^- = 33.075 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U^+ = 59.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 34.71 \text{ t}$$

Los resultados de los cálculos son los siguientes.

En el lecho superior: $A_{Succ}^- = 46.54 \text{ cm}^2$

En el lecho inferior: $A_{Succ}^+ = 7.49 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar,

En el lecho superior: $A_s^- = 4 \# 10 + 3 \# 8 \text{ (46.89 cm}^2\text{)}$

En el lecho inferior: $A_s^+ = 1 \# 10 + 4 \# 8 \text{ (28.20 cm}^2\text{)}$

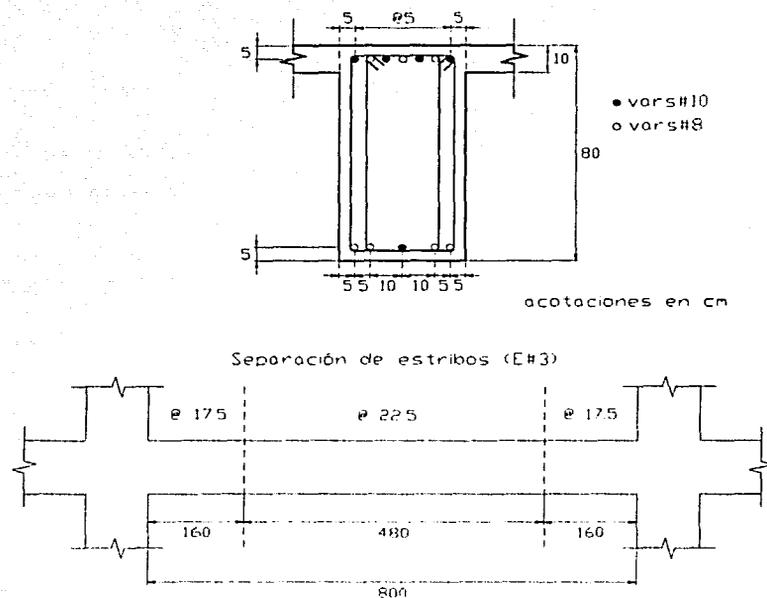


Fig 3.34. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B9 (nivel inferior, crujía exterior), eje 2, diseño con RDF-2002

Viga B31, nivel N1, eje A (65x35cm)

$$M_U^- = 34.32 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_U^+ = 14.09 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 15.89 \text{ t}$$

Los resultados de los cálculos para determinar la cuantía de refuerzo son:

En el lecho superior: $A_{Snecc}^- = 16.79 \text{ cm}^2$

En el lecho inferior: $A_{Snecc}^+ = 7.49 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar,

En el lecho superior: $A_S^- = 4 \# 8$ (20.28 cm²)

En el lecho inferior: $A_S^+ = 4 \# 6$ (11.40 cm²)

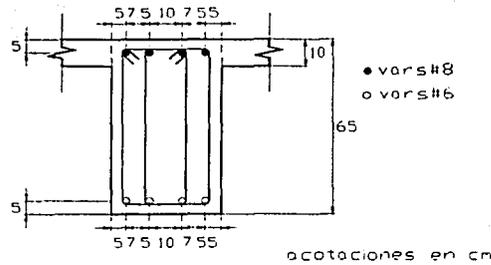


Fig 3.35. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B31 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-2002

Viga B41, nivel N1, eje C (65x35 cm)

$$M_{li}^- = 37.18 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{li}^+ = 0.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V_{li} = 21.29 \text{ t}$$

Esta viga requiere las siguientes cantidades de acero de refuerzo longitudinal,

En el lecho superior: $A_{s_{nec}}^- = 18.38 \text{ cm}^2$

En el lecho inferior $A_{s_{nec}}^+ = 8.64 \text{ cm}^2$

De acuerdo con los diámetros comerciales, para colocar el área de acero necesaria se propone utilizar:

En el lecho superior $A_s^- = 1 \# 8 + 6 \# 6 \text{ (} 22.17 \text{ cm}^2 \text{)}$

En el lecho inferior $A_s^+ = 4 \# 6 \text{ (} 11.40 \text{ cm}^2 \text{)}$

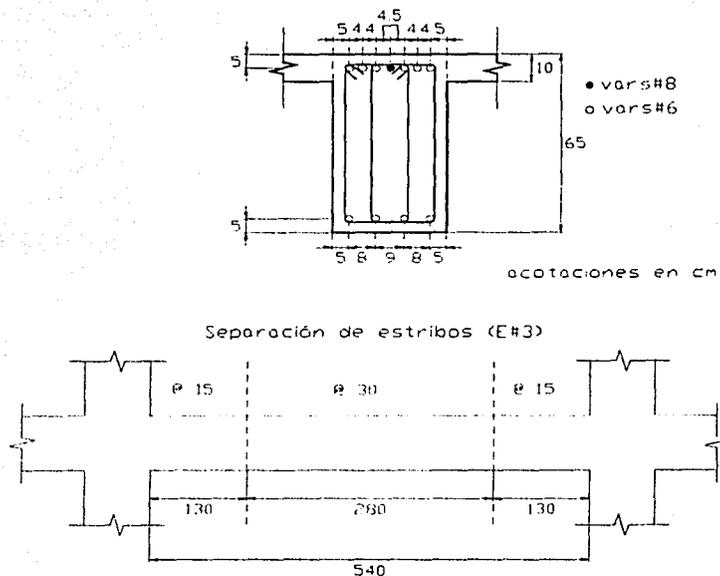


Fig 3.36. Armado y separación de estribos propuestos para la viga B41 (nivel inferior, crujía exterior), eje C, diseño con RDF-2002

III.2.6 Diseño paso a paso de columnas tipo de concreto reforzado

Se presenta el diseño manual paso a paso de una columna tipo, así como los resultados más importantes de otras columnas, con el fin de comparar los diseños con los obtenidos mediante el post-procesador CONKER; se trata de justificar que son válidas las cuantías de acero de refuerzo de los marcos que serán analizados posteriormente para calcular sus respuestas inelásticas.

El diseño se realiza con las Ayudas de Diseño publicadas por el Instituto de Ingeniería, UNAM (ref.13), y se revisan con el método de Bressler propuesto en las NTC-Concreto del RDF-93.

Los diseños se hacen con los elementos mecánicos últimos del ETABS, después de revisar la combinación de cargas crítica; es decir, aquella combinación que requiere la mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal. Se utilizan también los resultados de los análisis con el RDF-02.

Las constantes que se utilizarán para los cálculos son las siguientes.

$$\begin{aligned} \text{Concreto clase 1:} & \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero de refuerzo:} & \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

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

Columna C10, entrepiso PB-N1, eje 2 (95 x 60)

$$M_{uM} = 164.19 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 5.34 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 568.33 \text{ t}$$

Para hacer uso de los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño se requiere determinar cuál dirección de la columna corresponde a la dirección "X" de dichos diagramas. Para esta columna la dirección "X" corresponde a la dirección menor. Con base en lo anterior, se tienen las siguientes constantes:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$d/b = 55/60 \cong 0.92$$

$$h = 95 \text{ cm}$$

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{568.33 \times 10^3}{0.6(60)(95)(170)} = 0.98$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{164.19 \times 10^5}{0.6(60)(95^2)(170)} = 0.297$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{5.34 \times 10^5}{0.6(60^2)(95)(170)} = 0.015$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.051 \quad (\text{se debe interpolar entre } 0 \text{ y } 0.5)$$

Para el valor de $\frac{d}{b} = 0.95$:

$$\text{con } \frac{R_x}{R_y} = 0 \text{ (uniaxial)} \Rightarrow q = 0.86$$

$$\text{con } \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \Rightarrow q = 1.09$$

$$\text{interpolando para } \frac{R_x}{R_y} = 0.051 \Rightarrow q = 0.8834$$

Para el valor de $\frac{d}{b} = 0.90$:

$$\text{con } \frac{R_x}{R_y} = 0 \text{ (uniaxial)} \Rightarrow q = 0.95$$

$$\text{con } \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \Rightarrow q = 1.25$$

$$\text{interpolando para } \frac{R_x}{R_y} = 0.051 \Rightarrow q = 0.9806$$

Finalmente, interpolando para $\frac{d}{b} = 0.92$:

$$q = 0.9417$$

$$\rho = q \frac{f_c^n}{f_y^n} = 0.9417 \frac{170}{4200} = 0.038 \quad \left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

Por tanto, el área de acero necesaria es:

$$A_s = \rho b h = 0.038(60)(95) = 217.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{valor teórico})$$

Se propone utilizar 28 varillas # 10 con un área de 221.68 cm².

Con este valor se realiza la revisión con el método de Bressler, definido en las NTC-Concreto,

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RNX}} + \frac{1}{P_{RNY}} - \frac{1}{P_{R0}}} \geq P_u \quad \text{si } \frac{P_R}{P_{R0}} > 0.1$$

donde:

P_R - carga axial resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .

$P_{R0} = F_R (A_s f_y + A_c f_c^n)$ -carga axial resistente de diseño suponiendo las excentricidades $e_x = e_y = 0$.

$P_{RNX} = F_R K_x b h f_c^n$ -carga axial resistente de diseño, aplicada sólo con la excentricidad e_x .

$P_{RNY} = F_R K_y b h f_c^n$ -carga axial resistente de diseño, aplicada sólo con la excentricidad e_y .

$$P_{R0} = F_R (A_s f_y + A_c f_c^n) = 0.7(221.68 \times 4200 + 5700 \times 170) = 1330039 \text{ kg}$$

La excentricidad e_x se calcula como:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{5.34 \times 10^5}{568330} = 0.9396 \text{ cm}$$

$$\text{tal que } \frac{e_x}{h} = \frac{0.9396}{60} = 0.016$$

Con el valor anterior, para una relación $\frac{d}{h} = 0.90$ y con una $q = 0.96$, se ingresa a las graficas de las Ayudas de Diseño (ref 13) y se obtiene el valor de $K_x = 1.85$, tal que

$$P_{RNX} = F_R K_x b h f_c^n = 0.7(1.85)(60)(95)(170) = 1254855 \text{ kg}$$

Ahora, en la gráfica correspondiente a la relación $\frac{d}{h} = 0.95$, con una $q = 0.96$ y $\frac{e_x}{h} = 0.016$ se encuentra el valor de $K_x = 1.9$, tal que:

$$P_{RNX} = F_R K_x b h f_c^n = 0.7(1.90)(60)(95)(170) = 1288770 \text{ kg}$$

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Al interpolar para un valor de $\frac{d}{h} = 0.92$,

$$P_{Rx} = 1268421 \text{ kg}$$

Por otra parte, e_y es:

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{164.19 \times 10^5}{568330} = 28.89 \text{ cm}$$

$$\text{de donde: } \frac{e_y}{h} = \frac{28.89}{95} = 0.304$$

Con las gráficas de las Ayudas de Diseño para una relación $\frac{d}{h} = 0.90$ y con una $q = 0.96$, se obtiene el valor de $K_y = 0.98$, tal que

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f''_c = 0.7(0.98)(60)(95)(170) = 664734 \text{ kg}$$

Con los mismos valores de q y de e_y/h ingresamos ahora a la gráfica correspondiente para $\frac{d}{h} = 0.95$, y se obtiene el valor $K_y = 1.05$, tal que

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f''_c = 0.7(1.05)(60)(95)(170) = 712215 \text{ kg}$$

Después de interpolar para un valor de $\frac{d}{h} = 0.92$

$$P_{Ry} = 683726 \text{ kg}$$

Al sustituir en la fórmula de Bressler,

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1268421} + \frac{1}{683726} - \frac{1}{133039}} = 667070.5 \text{ kg} > 568330 \text{ kg} \quad \text{bien}$$

Refuerzo transversal

Los estribos en el extremo intermedio deben ir a una separación no mayor que

- $\frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} (3.18) = 41.70 \text{ cm}$
- $48\phi_c = 48(1.27) = 60.96 \text{ cm}$
- $\frac{b}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$ rige
- Requerida por cortante

La separación se reducirá a la mitad arriba y debajo de cada unión de columna con la trabe en una longitud no menor a:

- La dimensión mayor de la columna = 95 cm
- Un sexto de su altura libre = $500/6 = 83.3$ cm
- 60 cm

Esto es, la separación de los estribos se reduce a la mitad en el tramo de longitud de 95cm, medido en los extremos de la columna; en la zona del nudo dicha separación es la misma que en los extremos. La separación en la zona del nudo, además, no debe ser mayor de 10 cm.

En las zonas críticas (extremos de longitud 95 cm), la cantidad de acero transversal mínimo A_{sh} , será la mayor de:

Para la dirección mayor de la columna

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{95 \times 60}{85 \times 50} - 1 \right) \frac{250}{4200} (15)(85) = 5.18 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{250}{4200} 15(85) = 6.07 \text{ cm}^2$

Para la dirección de la dimensión menor de la columna

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{95 \times 60}{85 \times 50} - 1 \right) \frac{250}{4200} (15)(50) = 3.05 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{250}{4200} 15(50) = 3.57 \text{ cm}^2$

Revisión por fuerza cortante

Se dimensiona con base en la fuerza cortante actuante última obtenida del análisis estructural, pero con un factor de reducción de resistencia de 0.5.

$$V_u = 50,455 \text{ kg}$$

Se debe cumplir que:

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

Como $\rho = \frac{71.19}{95 \times 55} = 0.013 > 0.01$

ρ - porcentaje de acero longitudinal a tensión, considerando el lecho de varillas más próximo

$$V_{CR} = F_R 0.5bd \sqrt{f_c^*} \left(1 + 0.007 P_u / A_R\right) = 0.5(0.5)(95)(55) \sqrt{170} \left(1 + 0.007 \frac{568330}{5700}\right) = 28917 \text{ kg}$$

Como la dimensión mayor de la columna sobrepasa los 70 cm, el cortante resistente del concreto se debe reducir en un 30%, tal que:

$$V_{CR} = 0.7(28917.7) = 20242 \text{ kg}$$

Se proponen 2E # 4 (cuatro ramas), ambas direcciones, tal que

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.5(4 \times 1.27)(4200)(55)}{50455 - 20242} = 19.42 \text{ cm}$$

Con lo anterior se concluye que rige la separación de 10 cm, necesaria para proporcionar confinamiento al núcleo de concreto.

En la zona intermedia la separación de estribos que rige es la requerida por cortante, que resulta ser de 20 cm.

Al utilizar varillas de diámetro comercial, y distribuyendo el acero uniformemente en todo el contorno de la columna, el armado propuesto sería el siguiente

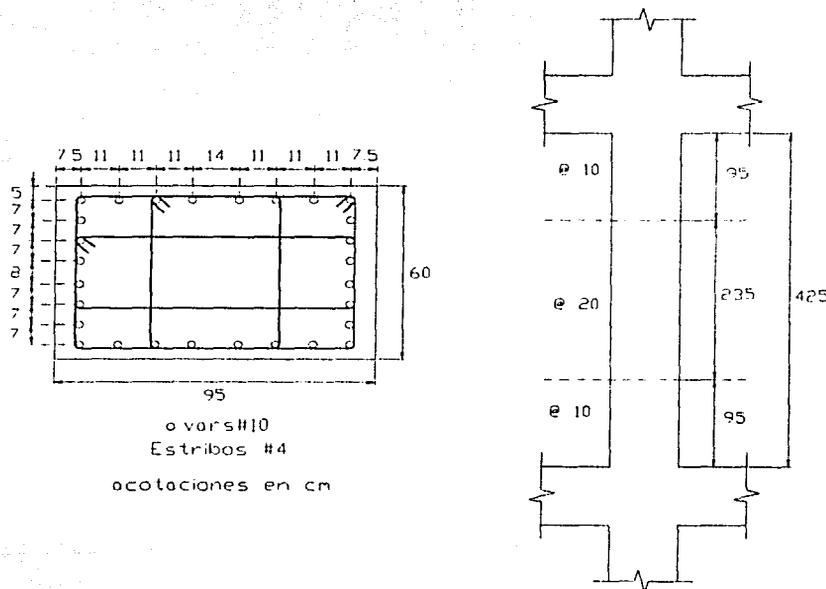


Fig 3.37. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C10, entrepiso inferior, diseño con RDF-93

Columna C15 (95 x 60)

$$M_{um} = 194.49 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 11.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 407.25 \text{ t}$$

Procediendo de manera análoga al desarrollo anterior, se calculó el área necesaria de acero longitudinal

$$q = 0.978$$

$$\rho = q \frac{f_c'}{f_y} = 0.978 \frac{170}{4200} = 0.0395$$

$$\left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

$$A_s = \rho b h = 0.0395(60)(95) = 225.15 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos que rige en esta columna es la misma que para la columna del caso anterior; asimismo, el armado resulta ser el mismo.

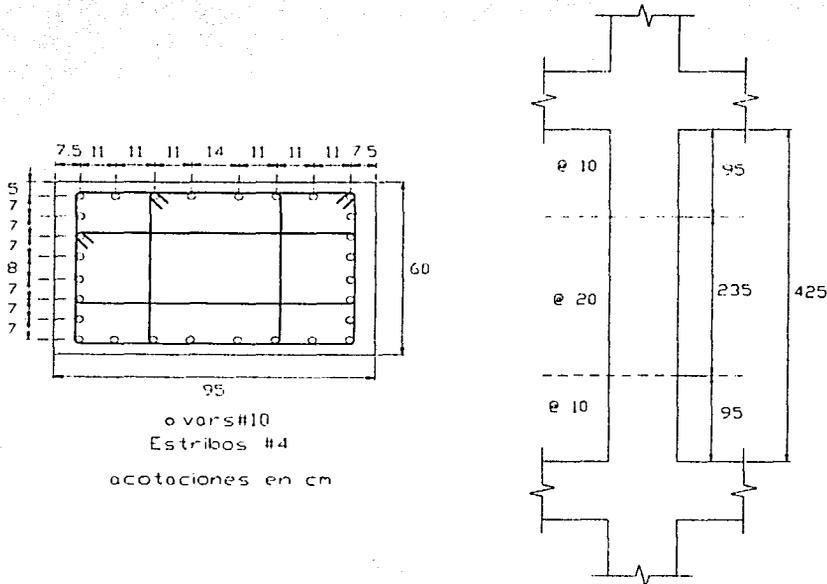


Fig 3.38. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C15, entrepiso inferior, diseño con RDF-93

Columna C17 (95 x 60)

$$M_{uM} = 164.51 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 5.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 559.78 \text{ t}$$

Los cálculos del área necesaria de acero longitudinal resultan en:

$$q = 0.936$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.936 \cdot \frac{170}{4200} = 0.0378$$

$$\left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

Con lo que se puede calcular el área de acero necesaria.

$$A_s = \rho b h = 0.0378(60)(95) = 215.46 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos que rige sigue siendo similar.

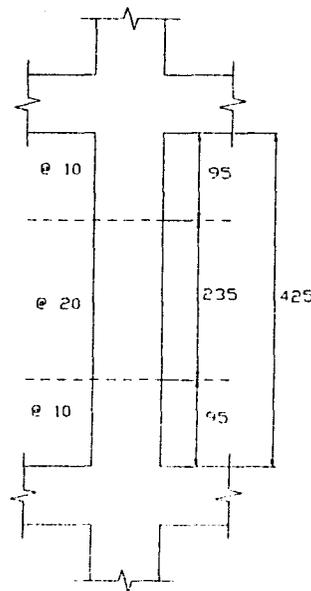
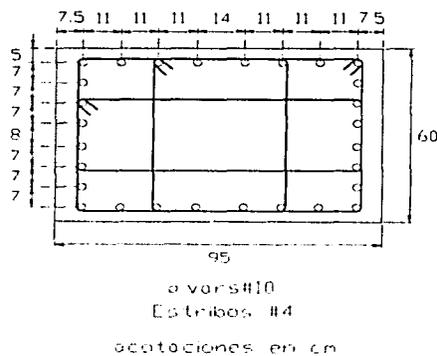


Fig 3.39. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C17, entrepiso inferior, diseño con RDF-93

A continuación se muestran los resultados de las columnas que se diseñaron de acuerdo con los elementos mecánicos últimos con el espectro de diseño de las NTC-Sismo del RDF-02.

Columna C10 (100 x 60)

$$M_{uM} = 184.88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 5.90 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 407.25 \text{ t}$$

Al proceder de manera análoga al desarrollo anterior, se determinaron los siguientes resultados, a saber:

$$q = 0.924$$

$$\rho = q \frac{f_y^c}{f_y} = 0.924 \frac{170}{4200} = 0.0374 \quad \left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

$$A_s = \rho b h = 0.0395(60)(95) = 224.4 \text{ cm}^2$$

La separación que rige en las zonas críticas es la requerida por confinamiento, mientras que en las zonas intermedias rige la separación requerida por cortante.

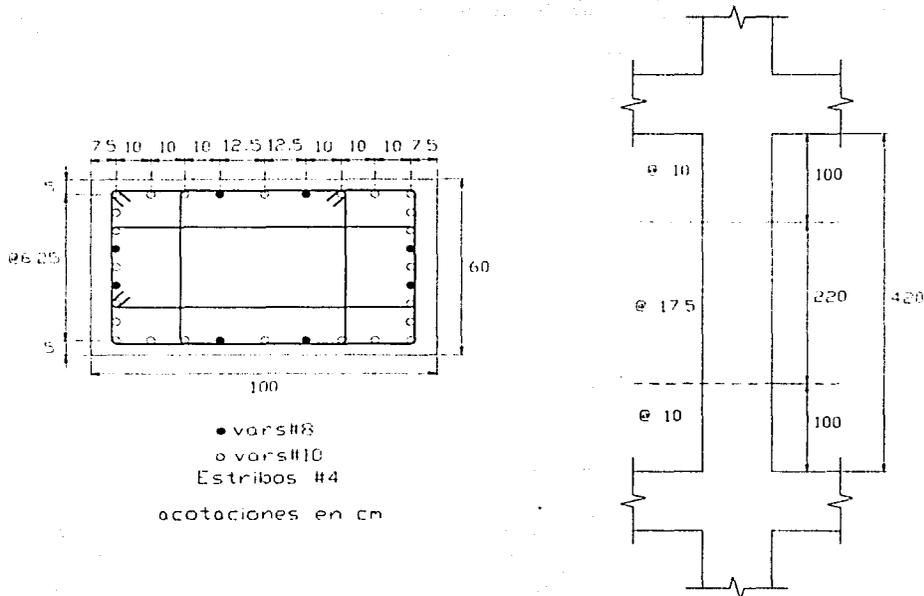


Fig 3.40. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C10, entrepiso inferior, diseño con RDF-2002

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Columna C15 (100 x 60)

$$M_{uM} = 217.01 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 12.21 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 414.39 \text{ t}$$

Los cálculos para esta columna son los siguientes:

$$q = 0.965$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.965 \frac{170}{4200} = 0.0391$$

$$\left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

$$A_s = \rho b h = 0.0391(60)(100) = 234.36 \text{ cm}^2$$

El tamaño y la separación de estribos es igual que la de las columnas de las páginas anteriores.

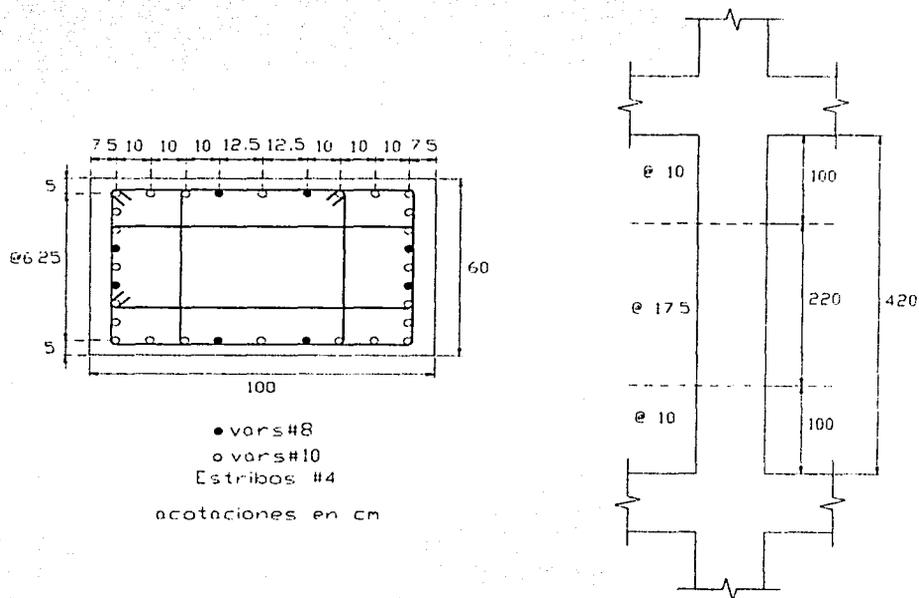


Fig 3.41. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C15, entrepiso inferior, diseño con RDF-2002

Columna C17 (100 x 60)

$$M_{MM} = 185.16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{um} = 5.19 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 566.39 \text{ t}$$

Se procede de igual forma que para las columnas anteriores; los resultados son como sigue:

$$q = 0.909$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.978 \frac{170}{4200} = 0.0368$$

$$\left\{ \begin{array}{l} > \rho_{min} = 0.01 \\ < \rho_{max} = 0.04 \end{array} \right. \quad \text{bien}$$

$$A_s = \rho b h = 0.0368(60)(100) = 220.8 \text{ cm}^2$$

El refuerzo transversal resultante es similar.

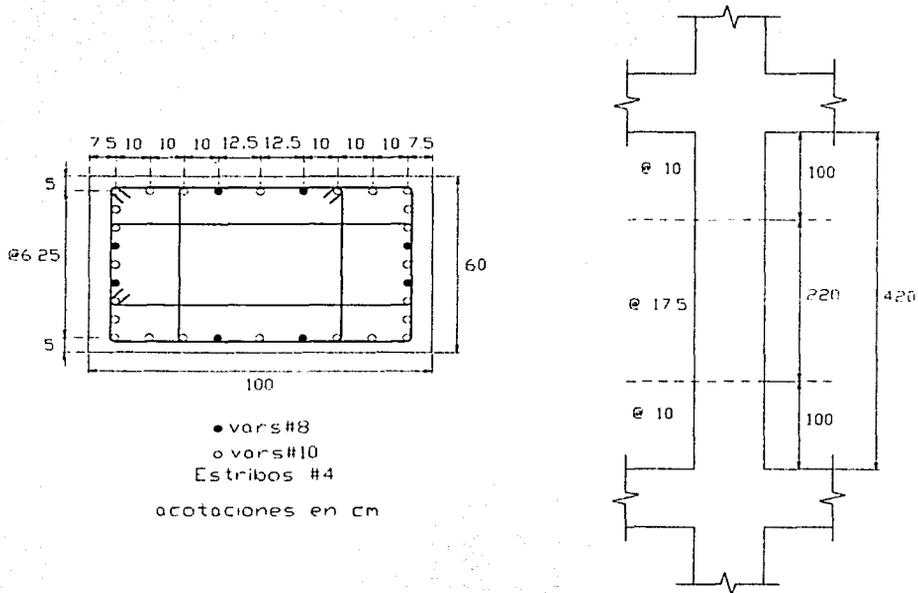


Fig 3.42. Armado y separación de estribos propuestos para la columna C17, entrepiso inferior, diseño con RDF-2002

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

III.2.7 Diseño paso a paso de muros tipo de concreto reforzado

Se presenta el diseño manual de un muro, así como los resultados del armado de un segundo.

Los elementos mecánicos últimos se obtuvieron del ETABS, después de revisar la combinación crítica de cargas; es decir, aquella que requiere la mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal; el diseño se hace para el RDF-93 y RDF-02.

Dado que los muros son monolíticos con las columnas, éstas se pueden considerar como patines en los extremos de los mismos muros.

Las constantes que se utilizarán para los cálculos son las siguientes:

$$\text{Concreto tipo I} \Rightarrow f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\text{Acero de refuerzo} \Rightarrow f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Muro 1, entrepiso PB-N1, diseño con RDF-93

$$M_u = 4111.154 \text{ t-m}$$

$$P_u = 901.738 \text{ t}$$

$$V_u = 246.726 \text{ t}$$

La función principal de estos muros es la de resistir fuerzas horizontales en su plano, tal que la relación L/t se deberá limitar a 70 cuando no existan cargas verticales de consideración, y a 40 cuando si actúen en el muro cargas verticales importantes.

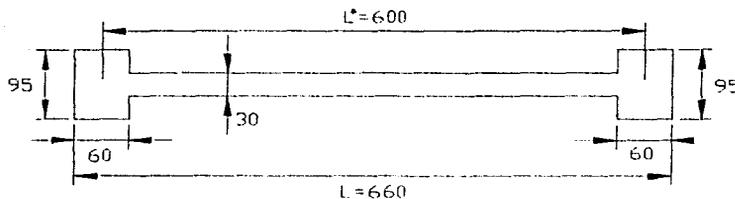
$$L = 660 \text{ cm}$$

$$t = 30 \text{ cm}$$

$$H^* = 500 \text{ cm}$$

$$L/t = 660/30 = 22 < 70$$

$$t > 13 \text{ cm y } t > 0.06H$$



acotaciones en cm

La colocación de patines en los extremos obedece a que el esfuerzo de compresión en la fibra mas esforzada excede el valor de 0.2 f'c, a saber:

$$f_{cmáx} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y_{máx} = \frac{901738}{660 \times 30} + \frac{411.1154 \times 10^6}{(30 \times 660^3) / 12} \left(\frac{660}{2} \right) = 234.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cmáx} > 0.2(250) = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Las cargas axiales últimas equivalentes de compresión y tensión que actúan en cada patín son:

$$P_{cu} = P_u \left(\frac{A_{patín}}{A_{total}} \right) + \frac{M_u}{L^*} = 901738 \left(\frac{5700}{27600} \right) + \frac{411.1574 \times 10^6}{600} = 871.192 \text{ t}$$

$$P_{tu} = P_u \left(\frac{A_{patín}}{A_{total}} \right) - \frac{M_u}{L^*} = 901738 \left(\frac{5700}{27600} \right) - \frac{411.1574 \times 10^6}{600} = -498.603 \text{ t}$$

La cuantía de acero longitudinal de cada patín se calcula considerando a dicho extremo como una columna corta; el diseño de As de dichos patines se hace para las dos condiciones de compresión y tensión, y se deja la mayor. Al diseñar por compresión ante Pcu = 871192 kg se considera el factor de reducción de resistencia de 0.6, tal que

$$P_u = F_R (A_c f'_c + A_s f_y) = 0.6 [(95 \times 60 - A_s) 170 + A_s (4200)] = 871192 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A_s = 120.15 \text{ cm}^2$$

Ante la fuerza equivalente de tensión, el área de acero de refuerzo longitudinal es:

$$A_s = \frac{498603}{0.9(4200)} = 131.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{Rige})$$

Se proponen 20 varillas #10 (158.34 cm²)

El porcentaje de acero de refuerzo longitudinal deberá estar dentro de los límites para marcos dúctiles, que son 0.01 y 0.04:

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{158.34}{60 \times 95} = 0.0277 \Rightarrow 0.01 < \rho < 0.04$$

Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en los patines se colocará de manera análoga al refuerzo por confinamiento de columnas, con la misma separación en toda la altura respetando los requisitos para marcos dúctiles.

Se deberán colocar estribos con separación no mayor que:

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

- $\frac{425}{\sqrt{f_y}} \phi_{hl} = \frac{425}{\sqrt{4200}} (3.18) = 20.85 \text{ cm}$
- $24\phi_e = 24(1.27) = 30.48 \text{ cm}$
- $\frac{b}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$ (rige esta separación)

El área de acero de refuerzo transversal mínimo, será para la dirección mayor de la columna la mayor de:

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{95 \times 60}{85 \times 50} - 1 \right) \frac{250}{4200} (10)(85) = 5.17 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{250}{4200} 10(85) = 6.07 \text{ cm}^2$

Para la dirección de la dimensión menor de la columna

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{95 \times 60}{85 \times 50} - 1 \right) \frac{250}{4200} (10)(50) = 3.05 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{250}{4200} 10(50) = 3.57 \text{ cm}^2$

Se proponen 3 E#4 con un área de 7.62 cm^2 , con una separación a cada 10 cm.

El refuerzo transversal del alma del muro estará anclado al núcleo confinado de cada patín.

Resistencia al cortante del concreto en el alma

La fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas en su plano se determina como:

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} tL \quad \text{si} \quad H/L \leq 1.5$$

$$V_{CR} = F_R t d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} \quad \text{si} \quad H/L \geq 2.0 \text{ y } \rho < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R 0.5 t d \sqrt{f'_c} \quad \text{si} \quad H/L \geq 2.0 \text{ y } \rho \geq 0.01$$

donde:

$$d \approx 0.8L \text{ - peralte efectivo}$$

H – Altura total del muro

L – Longitud del muro

Para muros cuya relación H/L se encuentre entre 1.5 y 2.0 se puede realizar una interpolación lineal.

Como en nuestro caso la relación $H/L = 36500/600 = 6.08$ (ver fig 2.1) y $\rho \geq 0.01$,

$$V_{CR} = (0.8)(0.5)(30)(0.8 * 600)\sqrt{200} = 81458.70 \text{ kg}$$

Refuerzo horizontal, ρ_h

$$\rho_h \geq \frac{V_U - V_{CR}}{F_R f_y d} \geq 0.0025$$

$$\rho_h = \frac{246726 - 81458.70}{0.8(4200)(0.8 * 600)(30)} = 0.0034$$

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{s_h t} ; \quad s_h \leq \frac{A_{vh}}{\rho_h t} ; \quad s_h \leq \frac{F_R A_{vh} f_y d}{V_U - V_{CR}}$$

Por tener un espesor mayor que 15 cm, se debe colocar el refuerzo en dos lechos y se propone utilizar varillas del # 6 ($A_s = 2.85 \text{ cm}^2$), tal que

$$s_h = \frac{2.85 \times 2}{0.0034(30)} = 55.62 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad s_{h\text{máx}} \leq 35 \text{ cm}$$

Se deberán colocar a cada 35 cm.

Refuerzo vertical, ρ_v

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{36500}{660} \right) (0.0034 - 0.0025) = -0.021 < 0.0025$$

$$\rho_v = \frac{A_{vv}}{s_v t} ; \quad s_v \leq \frac{A_{vv}}{\rho_v t} ;$$

utilizando varillas del # 6

$$s_v = \frac{2.85 \times 2}{0.0025(30)} = 76 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad s_{v\text{máx}} \leq 35 \text{ cm}$$

III. Cálculo de respuestas estructurales de diseño

Revisión de la limitación de V_u

$$V_u \leq 2F_u L_t \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = 246726 \text{ kg} < 2(0.8)(600)(30) \sqrt{200} = 407293 \text{ kg} \quad \text{bien}$$

Por tanto, el refuerzo del muro (patines y alma) queda de la siguiente forma:

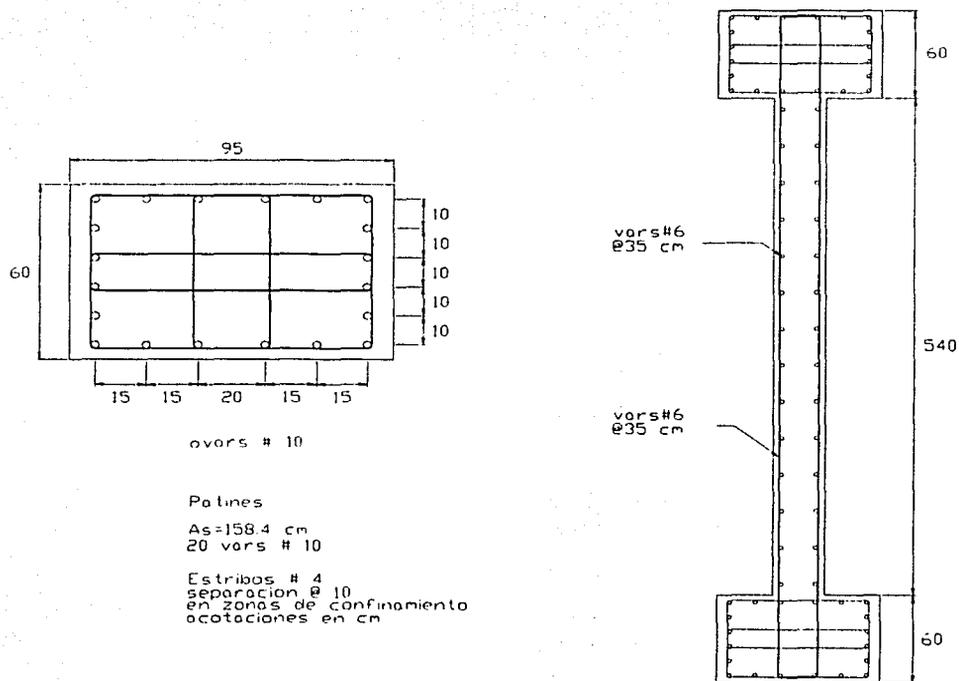


Fig 3.43. Armado propuesto para el muro 1, entrepiso inferior, diseño con RDF-93

Muro 1, nivel inferior, diseño con RDF-2002

$M_u = 3590.927 \text{ t-m}$

$P_u = 865.067 \text{ t}$

$V_u = 218.106 \text{ t}$

Mediante un proceso análogo, se llegó a determinar el área de acero de refuerzo para los patines y para el alma del muro, que resulta ser como sigue:

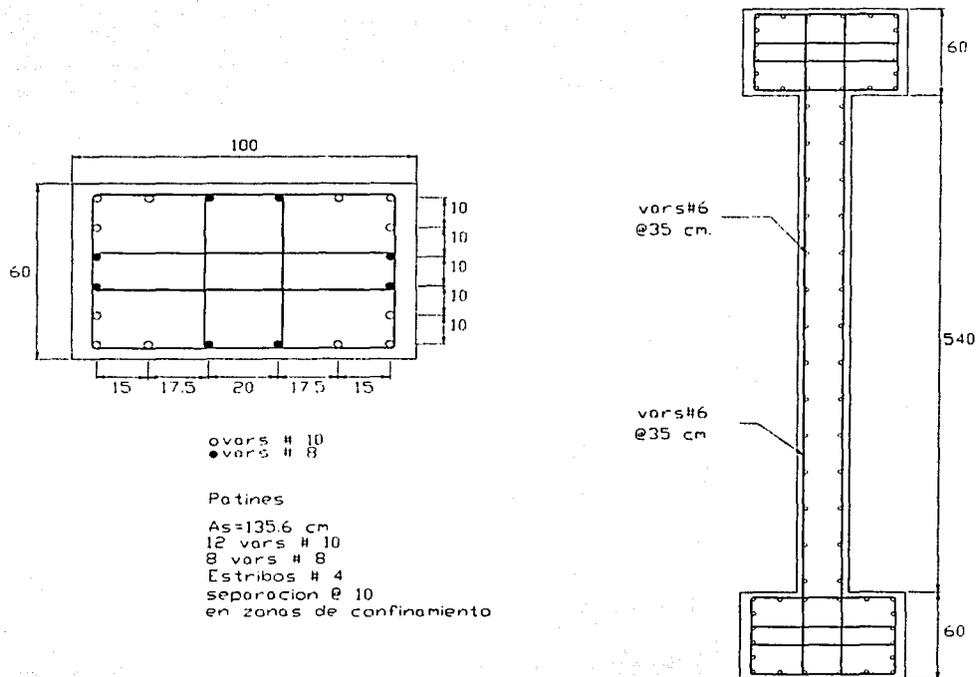


Fig 3.44. Armado propuesto para el muro 1, entrepiso inferior, diseño con RDF-2002

IV. Cálculo de respuestas sísmicas inelásticas

IV.1. Antecedentes

Para fines prácticos, desde el punto de vista del diseño sismorresistente, es común hacer los análisis estructurales suponiendo que el comportamiento es elástico-lineal; el Reglamento acepta que se utilice en el análisis modal espectral el factor de comportamiento sísmico Q , con el que se está asumiendo que se puede desarrollar comportamiento inelástico. En este trabajo se desea conocer también el comportamiento de la estructura ante un sismo de magnitud considerable; se someterá a dicha estructura a un análisis dinámico inelástico paso a paso mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio. Este tipo de análisis es más cercano a lo que ocurre físicamente en la realidad ante la acción de un sismo.

Se utilizará el programa de computadora DRAIN-2DX, que analiza estructuras de cualquier forma en dos dimensiones; se debe tener cuidado al realizar la calibración e interpretación de los resultados, para asociar las respuestas con respecto del comportamiento tridimensional. Existen programas que consideran el comportamiento tridimensional no-lineal de la estructura, pero son demasiado complicados y requieren de mucho tiempo de máquina para realizar el análisis; sus modelos analíticos no son aún totalmente confiables.

IV.2. Características del programa DRAIN - 2DX

Puede determinar la respuesta sísmica dinámica inelástica de cualquier estructura en dos direcciones, utilizando el método de integración paso a paso de aceleración constante.

La estructura se idealiza como un conjunto de elementos finitos unidos por nudos; los elementos pueden ser del tipo armadura, viga-columna, panel, conexión semi-rígida y viga. Cada nudo cuenta con dos grados de libertad de traslación (horizontal y vertical) y uno de rotación; se pueden especificar como nulos, o declarar a los nudos esclavizados para que tengan los mismos desplazamientos.

La excitación del acelerograma puede ser en la dirección vertical y en la horizontal; tiene la opción de realizar análisis estáticos, asumiendo comportamiento elástico a partir de las rigideces iniciales de los elementos. Se pueden utilizar diferentes leyes de histéresis de comportamientos no lineales elastoplásticos, bilineales y con degradación de rigidez; considera los efectos de segundo orden, y en el caso de los elementos viga-columna, los efectos de la interacción M-P, reduciendo la capacidad a flexión ante la aparición de la carga axial.

Las cargas estáticas en el claro de las vigas se consideran como fuerzas de empotramiento aplicadas en los extremos de las vigas. Las deformaciones de los distintos elementos estructurales pueden ser por flexión, cortante y axiales.

Las articulaciones plásticas se pueden formar únicamente en los extremos de los elementos viga-columna y viga; cuando a partir de la estructuración se infiera la presencia de articulaciones plásticas en la zona intermedia de algún elemento, se deberá hacer la modelación con mayor detalle. Las articulaciones plásticas se presentan cuando el momento flexionante actuante alcanza a la resistencia de fluencia o cuando alguna combinación de momento flexionante y carga axial llegue a la superficie de fluencia del diagrama de interacción.

IV.2.1. Modelado de los marcos a analizar

Para fines de este trabajo y para revisar qué pasa con la estructura de interés en ambas direcciones, se consideran a los ejes A, C y 2; dichos ejes fueron previamente diseñados con los Reglamentos RDF-93 y RDF-2002; se harán análisis dinámicos inelásticos con el registro de aceleraciones SCT, componente E-W, registrado el día 19 de septiembre de 1985 (fig 4.1).

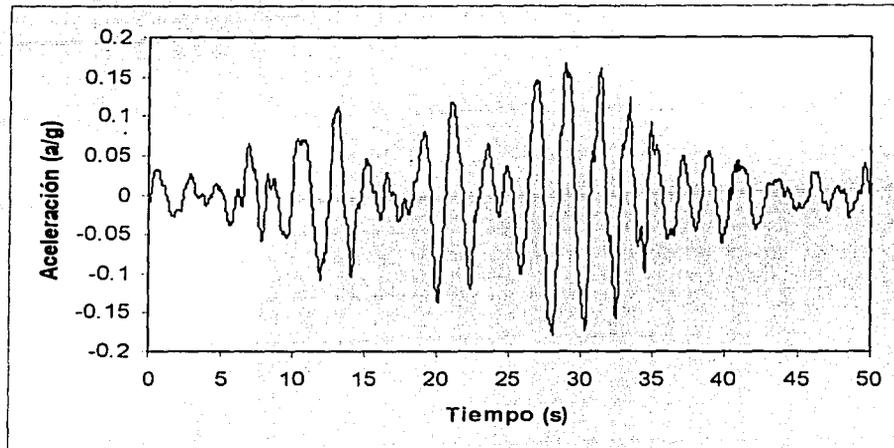


Fig 4.1. Registro de aceleraciones SCT- EW, sismo del 19 de septiembre de 1985

Las cuantías de los armados de las vigas y columnas de los marcos a analizar se determinaron anteriormente; las resistencias a utilizar son sin reducir por ningún factor de reducción F_R .

Los ejes C (eje interior de la dirección transversal del edificio) y 2 (eje interior de la dirección longitudinal) se modelaron como ensambles de vigas y columnas; los muros del eje A se consideran como columnas anchas con patines en sus extremos. Las figs 4.2 a 4.4 presentan los modelos matemáticos de los ejes 2, C y A, respectivamente.

Después de determinar los armados, se procedió a calcular las resistencias de todos los elementos estructurales de los ejes 2, C y A: momentos flexionantes resistentes positivos y negativos de las vigas, y diagramas de interacción de las columnas y muros. Las tablas 4.1 a 4.9 tienen las resistencias resultantes de vigas, columnas y muros de los ejes analizados, ambos Reglamentos.

	Número de viga				Número de columna
	1	2	3	4	
N10	1	2	3	4	5
N9	5	6	7	8	
N8	6	7	8	9	10
	9	10	11	12	
N7	11	12	13	14	15
	13	14	15	16	
N6	16	17	18	19	20
	17	18	19	20	
N5	21	22	23	24	25
	21	22	23	24	
N4	26	27	28	29	30
	25	26	27	28	
N3	31	32	33	34	35
	29	30	31	32	
N2	36	37	38	39	40
	33	34	35	36	
N1	41	42	43	44	45
	37	38	39	40	
PB	46	46	48	49	50
SOT					
CIM					

Fig 4.2. Numeración de vigas y columnas, eje 2

IV. Cálculo de respuestas sísmicas inelásticas

	Número de viga		Número de columna		
N10	1	2	3	4	
N9	4	5	6	7	
N8	8	9	10	11	
N7	12	13	14	15	
N6	16	17	18	19	
N5	20	21	22	23	
N4	24	25	26	27	
N3	28	29	30	31	
N2	32	33	34	35	
N1	36	37	38	39	
PB					
SOT					
CIM					

Fig 4.3. Numeración de vigas y columnas, eje C

	Número de viga		Número de muro
N10		1	
N9	1	2	2
N8	3	3	4
N7	5	4	6
N6	7	5	8
N5	9	6	10
N4	11	7	12
N3	13	8	14
N2	15	9	16
N1	17	10	18
PB	19		20
SOT			
CIM			

Fig 4.4. Numeración de vigas y muros, eje A

Tabla 4.1. Resistencias de columnas, eje 2, diseño con RDF-93

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	41.00	-41.00	802.80	-219.29	2.15	0.31
2	49.35	-49.35	847.29	-268.23	1.93	0.29
3	54.21	-54.21	872.21	-291.01	1.85	0.29
4	62.13	-62.13	917.03	-337.67	1.73	0.27
5	72.52	-72.52	961.99	-382.00	1.65	0.26
6	65.30	-65.30	1009.18	-280.09	2.14	0.32
7	82.96	-82.96	1087.36	-351.44	1.90	0.29
8	94.89	-94.89	1123.00	-397.29	1.80	0.28
9	110.82	-110.82	1192.70	-468.15	1.67	0.26
10	137.39	-137.39	1292.60	-567.99	1.55	0.24
11	127.86	-127.86	1247.58	-523.36	1.60	0.25
12	115.38	-115.38	1202.59	-479.71	1.65	0.26
13	105.20	-105.20	1157.78	-433.18	1.72	0.27
14	73.70	-73.70	1043.62	-319.09	1.99	0.30
15	172.67	-172.67	1501.51	-584.43	1.67	0.26
16	160.19	-160.19	1456.60	-538.38	1.73	0.27
17	288.32	-288.32	1878.50	-960.61	1.40	0.21
18	212.53	-212.53	1626.74	-708.25	1.55	0.24

Tabla 4.2. Resistencias de columnas, eje 2, diseño con RDF-2002

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	41.00	-41.00	802.80	-219.29	2.15	0.31
2	49.35	-49.35	847.29	-268.23	1.93	0.29
3	62.13	-62.13	917.03	-337.67	1.73	0.27
4	72.52	-72.52	961.99	-382.00	1.65	0.26
5	84.44	-84.44	1032.29	-452.05	1.54	0.24
6	70.45	-70.45	1063.04	-286.03	2.19	0.32
7	89.03	-89.03	1132.13	-357.43	1.95	0.30
8	102.00	-102.00	1176.75	-403.02	1.84	0.29
9	119.08	-119.08	1246.26	-474.55	1.71	0.27
10	136.50	-136.50	1301.07	-528.09	1.63	0.26
11	112.80	-112.80	1211.46	-438.89	1.76	0.28
12	151.14	-151.14	1455.76	-488.36	1.85	0.29
13	171.19	-171.19	1510.31	-543.13	1.76	0.27
14	322.79	-322.79	1966.89	-1001.48	1.41	0.21
15	308.70	-308.70	1931.60	-965.60	1.43	0.22
16	219.35	-216.35	1635.04	-666.76	1.62	0.26

Tabla 4.3. Resistencias de vigas, eje 2, diseños con RDF-93 y RDF-2002

RDF-93			RDF-2002		
# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)
1	31.89	-31.89	1	34.29	-34.29
2	31.90	-45.64	2	34.29	-49.10
3	39.68	-63.53	3	42.66	-68.39
4	45.73	-78.67	4	49.19	-84.73
5	61.28	-90.84	5	65.94	-97.82
6	61.29	-111.15	6	75.28	-104.40
7	69.95	-111.75	7	75.28	-120.40
8	69.96	-118.99	8	92.00	-121.06
9	85.50	-127.25	9	75.28	-142.86
10	69.98	-132.42	10	92.02	-137.10
			11	100.40	-145.40

Tabla 4.4. Resistencias de columnas, eje C, diseño con RDF-93

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	41.00	-41.00	802.79	-219.29	2.15	0.31
2	49.35	-49.35	847.29	-268.23	1.93	0.29
3	62.13	-62.13	917.03	-337.67	1.73	0.27
4	72.52	-72.52	961.99	-382.00	1.65	0.26
5	63.66	-63.66	1075.33	-351.49	1.88	0.29
6	73.85	-73.85	1120.11	-394.94	1.79	0.28
7	86.01	-86.01	1190.08	-465.38	1.66	0.26
8	103.36	-103.36	1288.32	-561.98	1.54	0.23
9	80.53	-80.53	1154.99	-431.29	1.71	0.27
10	105.92	-105.92	1498.71	-581.40	1.66	0.26
11	82.50	-82.50	1366.06	-449.61	1.87	0.29
12	176.38	-176.38	1877.86	-386.95	1.40	0.21

Tabla 4.5. Resistencias de columnas, eje C, diseño con RDF-2002

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	49.35	-49.35	847.29	-268.23	1.93	0.29
2	62.13	-62.13	917.03	-337.67	1.73	0.27
3	72.52	-72.52	961.99	-382.00	1.65	0.26
4	84.44	-84.44	1032.29	-452.05	1.54	0.24
5	64.18	-64.18	1128.16	-355.90	1.93	0.29
6	76.47	-76.47	1172.40	-395.60	1.80	0.27
7	86.58	-86.58	1242.75	-470.32	1.70	0.26
8	97.26	-97.26	1297.66	-524.31	1.62	0.25
9	81.02	-81.02	1207.72	-435.88	1.75	0.27
10	99.37	-99.37	1508.38	-543.22	1.75	0.27
11	83.00	-83.00	1418.88	-454.10	1.91	0.29
12	189.90	-189.90	1963.50	-998.60	1.41	0.21

Tabla 4.6. Resistencias de vigas, eje C, diseños con RDF-93 y RDF-2002

RDF-93			RDF-2002		
# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)
1	27.02	-38.59	1	27.02	-43.59
2	27.02	-51.26	2	27.02	-51.26
3	33.59	-65.96	3	27.01	-56.05
4	27.01	-56.05	4	33.59	-65.96
5	27.02	-43.59			

Tabla 4.7. Resistencias de muros, eje A, diseño con RDF-93

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	1526.07	-1526.07	2448.38	-891.56	2.01	0.37
2	1748.12	-1748.12	2545.39	-984.08	1.95	0.37
3	1861.33	-1861.33	3705.20	-1061.84	2.34	0.39
4	2107.22	-2107.22	3823.84	-1193.27	2.20	0.37
5	2725.02	-2725.02	4068.13	-1426.33	2.00	0.35
6	3192.73	-3192.73	4242.24	-1595.42	1.90	0.34
7	3279.15	-3279.15	5413.08	-1680.76	2.14	0.36
8	4308.13	-4308.13	5838.34	-2118.21	1.93	0.34

Tabla 4.8. Resistencias de muros, eje A, diseño con RDF-2002

# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	Pyc (t)	Pyt (t)	Mb/My	Pb/Pyc
1	1526.07	-1526.07	2448.38	-891.56	2.01	0.37
2	1748.12	-1748.12	2545.39	-984.08	1.95	0.37
3	1861.33	-1861.33	3705.20	-1061.84	2.34	0.39
4	2293.27	-2293.27	3899.61	-1265.07	2.13	0.36
5	2897.26	-2897.26	4141.65	-1496.98	1.98	0.36
6	2987.94	-2987.94	5309.80	-1574.66	2.24	0.37
7	3723.05	-3723.05	5590.31	-1851.90	2.06	0.35

Tabla 4.9. Resistencias de vigas, eje A, diseños con RDF-93 y RDF-2002

RDF-93			RDF-2002		
# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)	# resistencia	My + (t-m)	My - (t-m)
1	51.84	-66.83	1	51.84	-66.83
2	51.87	-76.65	2	51.87	-76.65
3	33.59	-56.40	3	33.59	-56.40
4	27.01	-38.58	4	27.01	-38.58
			5	51.88	-81.46

IV.2.2. Pruebas de calibración

Dado que el programa DRAIN-2DX sólo realiza análisis del tipo bidimensional, hubo que hacer varias calibraciones para así garantizar que se representaran adecuadamente las respuestas dinámicas tridimensionales del edificio.

Se obligó a que cada eje estructural analizado tuviera las propiedades de masa y de rigidez lateral tal que sus primeros tres periodos de vibración correspondieran con los periodos dominantes del edificio en la dirección correspondiente (ver tabla 4.10).

También se hicieron análisis sísmicos estáticos para verificar que los desplazamientos calculados por el DRAIN-2DX fueran los mismos que con el análisis sísmico tridimensional realizado con el ETABS (ver tabla 4.11 y figs 4.5 a 4.7)

Por último, se hizo una calibración para lograr que los elementos mecánicos del análisis por cargas verticales tanto en el ETABS como en el DRAIN-2DX fueran iguales, con la finalidad de que el eje

estructural analizado inelásticamente representara las mismas condiciones de carga vertical que se tienen en el edificio tridimensional.

Esto es, después de hacer estas calibraciones se tuvo la certeza de que el modelo matemático analizado con el DRAIN-2DX representa adecuadamente el comportamiento estructural tridimensional del edificio de interés.

Tabla 4.10. Comparación de los tres primeros periodos de vibración para los modelos ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (plano)

PERIODO	EJE 2				EJE C				EJE A			
	RDF 93		RDF 2002		RDF 93		RDF 2002		RDF 93		RDF 2002	
	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS
T1	1.488	1.489	1.366	1.365	0.924	0.923	0.913	0.917	0.922	0.923	0.916	0.917
T2	0.501	0.502	0.461	0.466	0.239	0.226	0.238	0.226	0.217	0.226	0.212	0.226
T3	0.283	0.285	0.259	0.264	0.126	0.104	0.126	0.104	0.098	0.104	0.097	0.104

Resultados en segundos

Tabla 4.11. Comparación de los desplazamientos horizontales para los modelos ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (plano)

NIVEL	EJE 2				EJE C				EJE A			
	RDF 93		RDF 2002		RDF 93		RDF 2002		RDF 93		RDF 2002	
	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN	ETABS
N10	14.77	15.28	13.93	14.51	6.67	6.94	7.40	7.70	5.60	6.94	6.27	7.70
N9	14.33	14.86	13.51	14.10	5.97	6.22	6.61	6.89	5.00	6.22	5.59	6.89
N8	13.54	14.08	12.74	13.33	5.22	5.45	5.78	6.05	4.37	5.45	4.89	6.05
N7	12.39	12.92	11.62	12.19	4.44	4.66	4.92	5.17	3.72	4.66	4.16	5.17
N6	10.91	11.43	10.20	10.72	3.65	3.85	4.04	4.27	3.05	3.85	3.41	4.27
N5	9.35	9.86	8.75	9.25	2.87	3.06	3.18	3.39	2.41	3.06	2.69	3.39
N4	7.57	8.07	7.12	7.59	2.12	2.29	2.35	2.55	1.78	2.29	1.99	2.55
N3	5.63	6.09	5.33	5.75	1.42	1.59	1.58	1.77	1.21	1.59	1.35	1.77
N2	3.59	4.01	3.44	3.80	0.81	0.97	0.91	1.08	0.70	0.97	0.78	1.08
N1	1.76	2.10	1.70	2.01	0.35	0.49	0.39	0.55	0.31	0.49	0.34	0.55
PB	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Resultados en centímetros

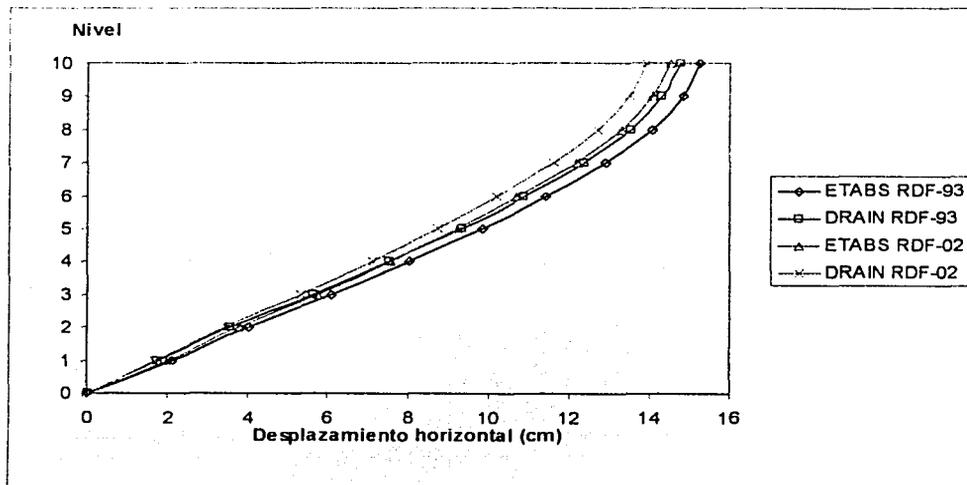


Fig 4.5. Desplazamientos horizontales totales máximos, eje 2

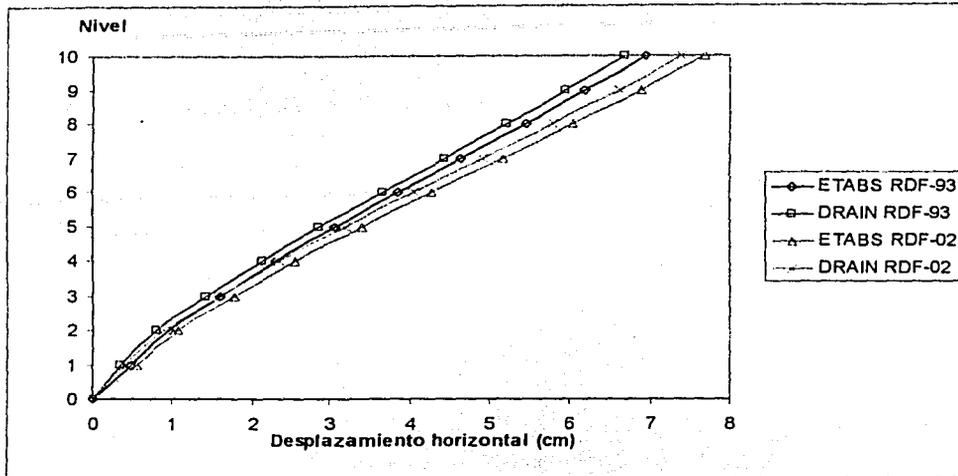


Fig 4.6. Desplazamientos horizontales totales máximos, eje C

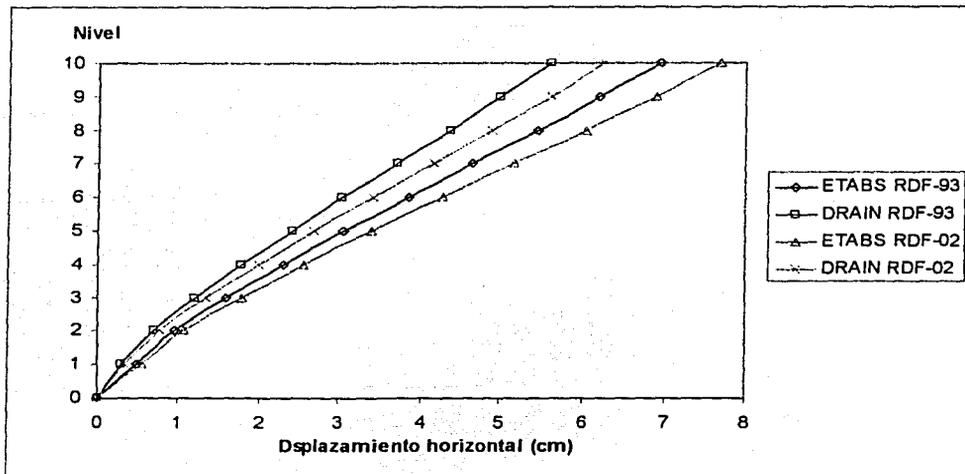


Fig 4.7. Desplazamientos horizontales totales máximos, eje A

IV.3. Respuestas dinámicas inelásticas

El cálculo de las respuestas dinámicas inelásticas paso a paso se hizo utilizando la componente E-W registrada en la estación SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985. Se obtuvieron respuestas máximas globales (envolventes) y respuestas locales en la historia del tiempo. Lo anterior se hizo para cada uno de los ejes estructurales planos descritos anteriormente, con las resistencias determinadas con el RDF-93 y RDF-2002.

IV.3.1. Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 4.8 y 4.9, 4.10 y 4.11, 4.12 y 4.13 comparan las envolventes de desplazamientos horizontales de los ejes 2, C y A, respectivamente, ambos Reglamentos

Se hace una comparación de los desplazamientos elásticos e inelásticos contra los de diseño del análisis dinámico modal espectral, así como también contra los del análisis sísmico estático, determinados con el ETABS.

En general, los desplazamientos laterales del método estático son los mayores; esto es, dicho método tiende a ser mucho más conservador; los desplazamientos del método dinámico modal espectral tienden a ser mayores que los del análisis paso a paso elástico.

Los desplazamientos laterales máximos en la dirección larga del edificio (eje 2) son mayores que los de la dirección corta (ejes A y C), dada la influencia que tienen los muros de concreto en la rigidez lateral de la estructura en la dirección transversal.

Los desplazamientos de los análisis elástico e inelástico de los ejes cortos (ejes A y C) presentan poco incursionamiento en el rango inelástico, debido a la influencia de la participación de los muros de concreto; los desplazamientos elásticos e inelásticos del eje largo (eje 2) varían entre ellos, debido a que muchos de sus elementos estructurales presentan deformaciones inelásticas de consideración. El patrón de comportamiento de las deformaciones de los ejes A y C (dirección transversal) corresponde al de una viga en flexión, debido a la importante participación de los muros de concreto en la rigidez lateral; en la dirección longitudinal del edificio (eje 2) las deformadas son del tipo de viga de cortante, debido al trabajo importante de marcos en dicha dirección.

Con las resistencias del RDF-2002 se tienen respuestas prácticamente iguales que con las del RDF-93; si acaso se tienen diferencias más importantes para el eje 2, debido al mayor incursionamiento en el rango no-lineal de este eje.

La tabla 4.12 compara las demandas máximas de ductilidad global, μ_G , de los ejes 2, C y A, diseños con ambos Reglamentos; las demandas se calculan como el cociente del desplazamiento lateral máximo de azotea durante el comportamiento inelástico entre el desplazamiento lateral de azotea del instante en que se presenta la primera fluencia.

Tabla 4.12. Comparación de demandas máximas de ductilidad global de los ejes 2, C y A, diseños con RDF-93 y RDF-2002

Eje	Δ lateral fluencia (cm)		Δ máximo inelástico (cm)		μ_G máxima	
	RDF-93	RDF-2002	RDF-93	RDF-2002	RDF-93	RDF-2002
2	12.05	10.48	31.86	16.86	2.64	1.69
C	4.34	4.15	5.91	6.02	1.36	1.45
A	4.62	5.06	16.70	22.25	3.61	4.40

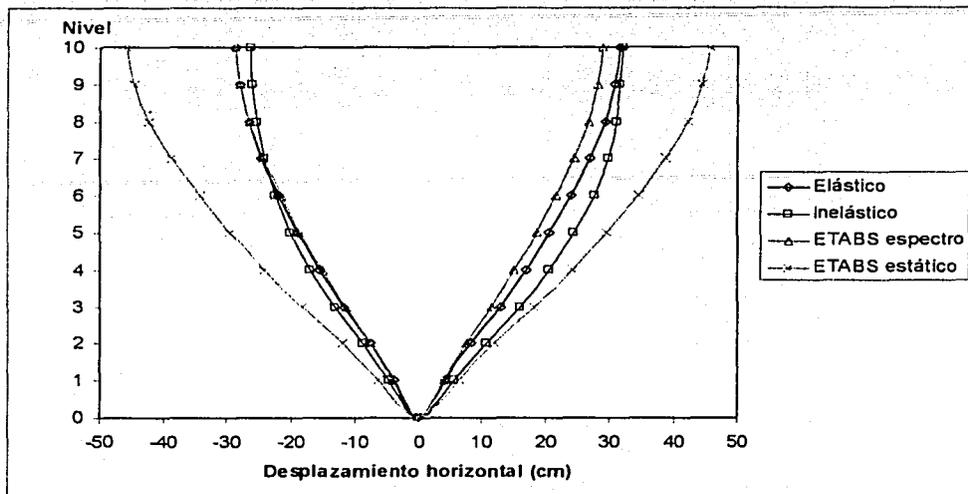


Fig 4.8. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje 2, diseño con RDF-93

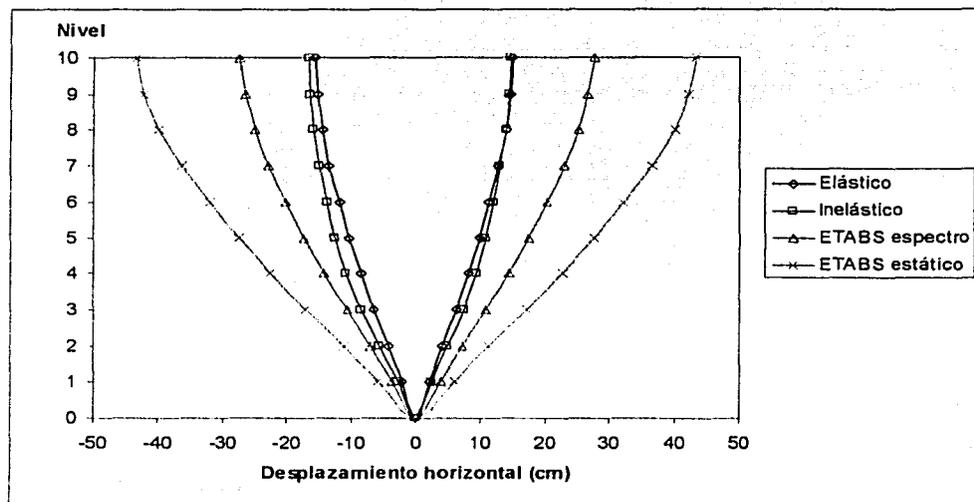


Fig 4.9. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje 2, diseño con RDF-2002

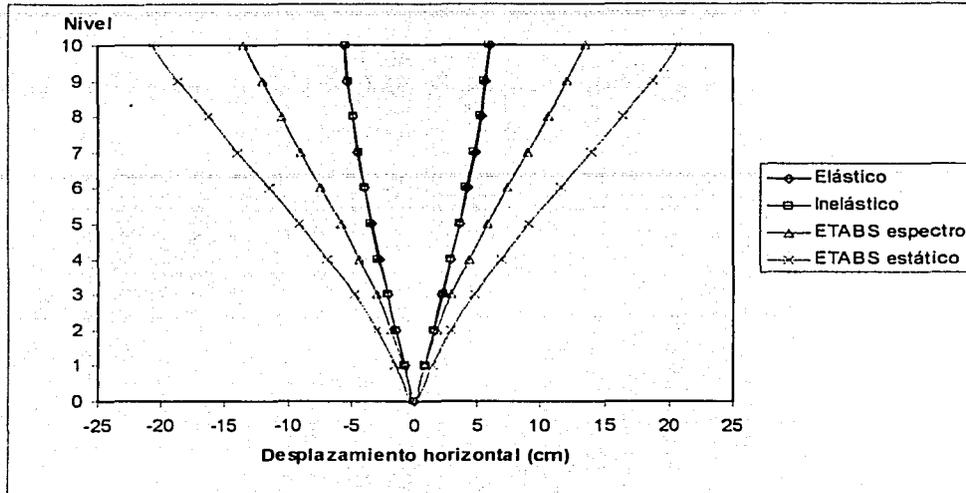


Fig 4.10. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje C, diseño con RDF-93

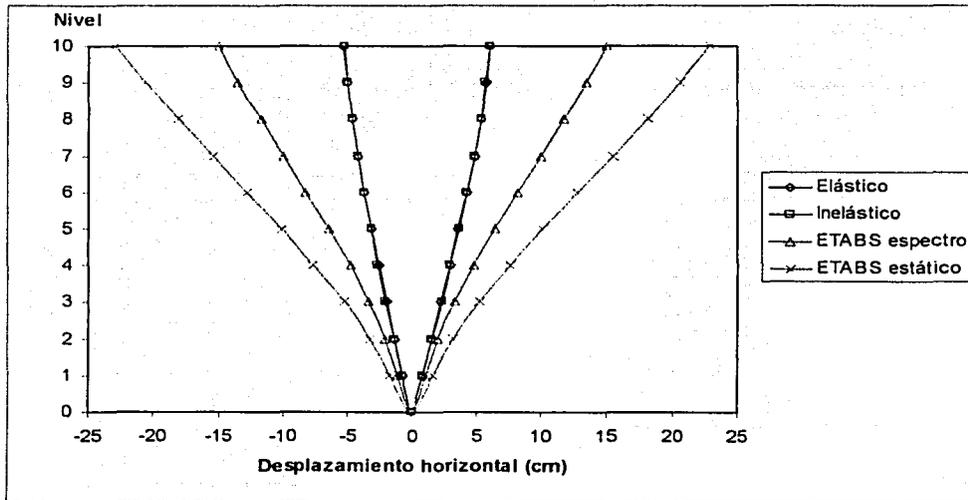


Fig 4.11. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje C, diseño con RDF-2002

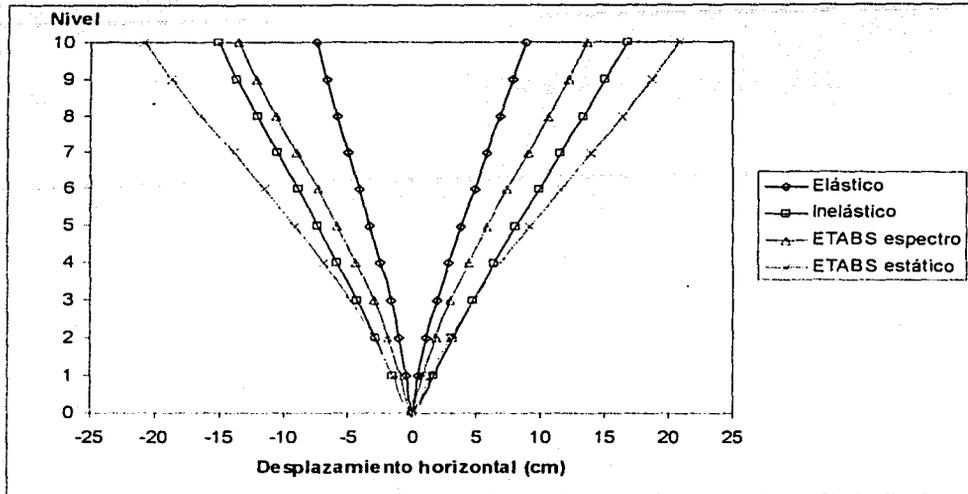


Fig 4.12. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje A, diseño con RDF-93

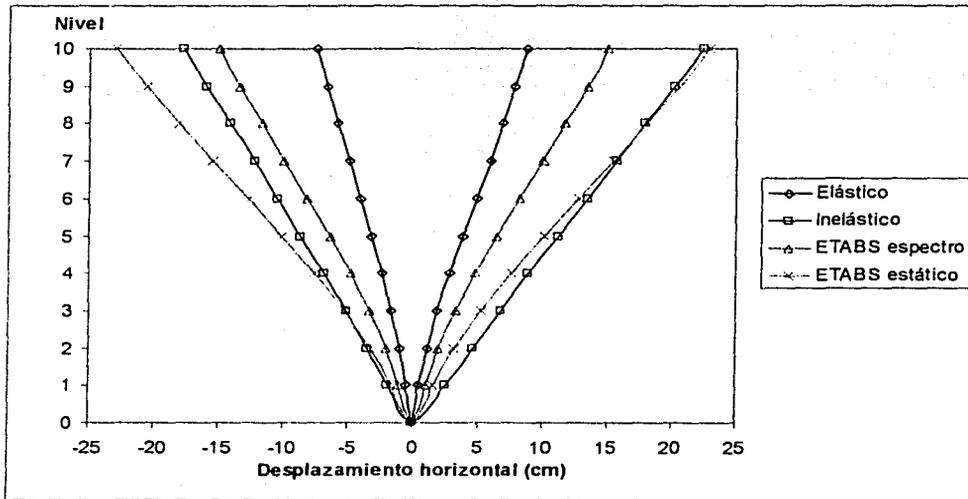


Fig 4.13. Desplazamientos horizontales máximos totales, eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.2. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso

Las figs 4.14 y 4.15, 4.16 y 4.17, 4.18 y 4.19 tienen las comparaciones de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes 2, C y A, respectivamente, ambos Reglamentos. Se hacen comparaciones de manera parecida que para los desplazamientos laterales máximos. Las tendencias que se tienen en este tipo de respuesta son similares a la respuesta analizada anteriormente.

Con base en los resultados de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso se puede observar que tipo de daños se debería esperar en los elementos estructurales y no-estructurales del edificio en estudio, al comparar contra el nivel permisible de 0.006 utilizado para la dirección corta con muros de concreto y de 0.012 para la dirección larga del edificio; el eje C trabaja bastante por debajo de dicha cota admisible; el eje A, diseño con el RDF-93 también presenta distorsiones de entrepiso por debajo del valor permisible, pero el diseño con el RDF-2002, análisis paso a paso inelástico, lo alcanza e incluso lo rebasa un poco; el eje 2 de la dirección longitudinal, diseño con el RDF-93, análisis paso a paso inelástico e inelástico están ligeramente del lado inseguro con respecto del nivel de diseño, no así el caso del diseño con el RDF-2002 que se mantiene por debajo de los límites permisibles.

El patrón de comportamiento de este tipo de respuesta con respecto de la altura varía según la dirección analizada; para la dirección en que predomina el trabajo de marcos (dirección longitudinal) las respuestas máximas tienden a concentrarse en los entrepisos inferiores; para cuando domina el trabajo de muros (dirección transversal) las respuestas tienden a aumentar o tener amplitudes similares en los entrepisos superiores.

Lo anterior concuerda con lo reportado por otros estudios en la literatura. Las diferencias importantes de este tipo de respuesta entre las resistencias de ambos Reglamentos se tienen en el eje estructural 2, debido al mayor número de elementos que presentan fluencia, durante el análisis paso a paso, caso con las resistencias del RDF-93.

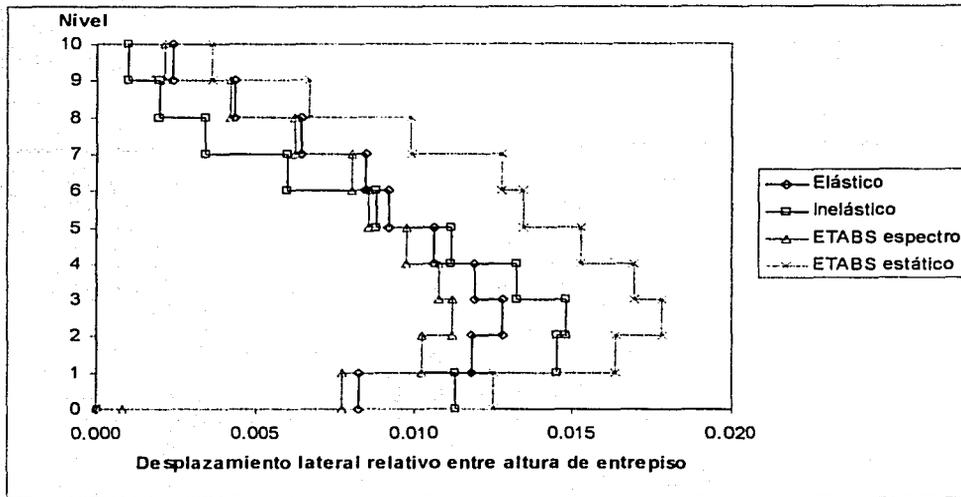


Fig 4.14. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje 2, diseño con RDF-93

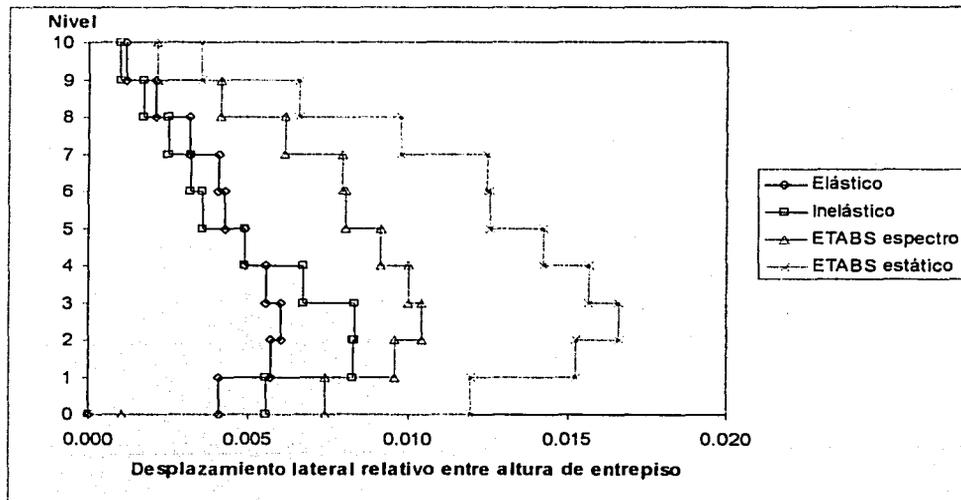


Fig 4.15. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje 2, diseño con RDF-2002

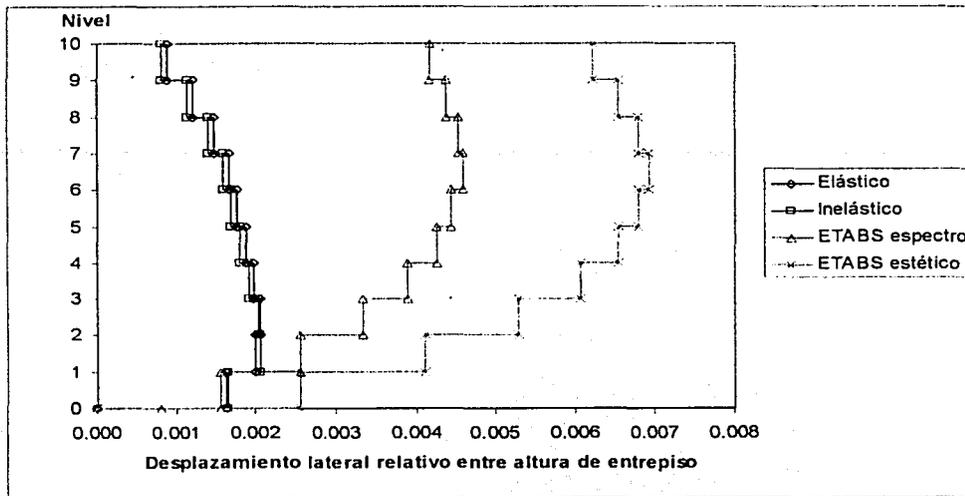


Fig 4.16. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje C, diseño con RDF-93

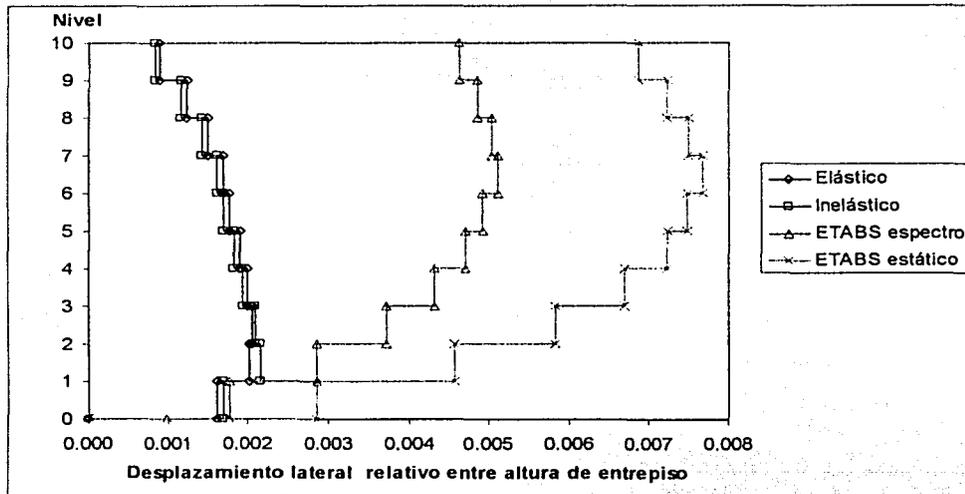


Fig 4.17. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje C, diseño con RDF-2002

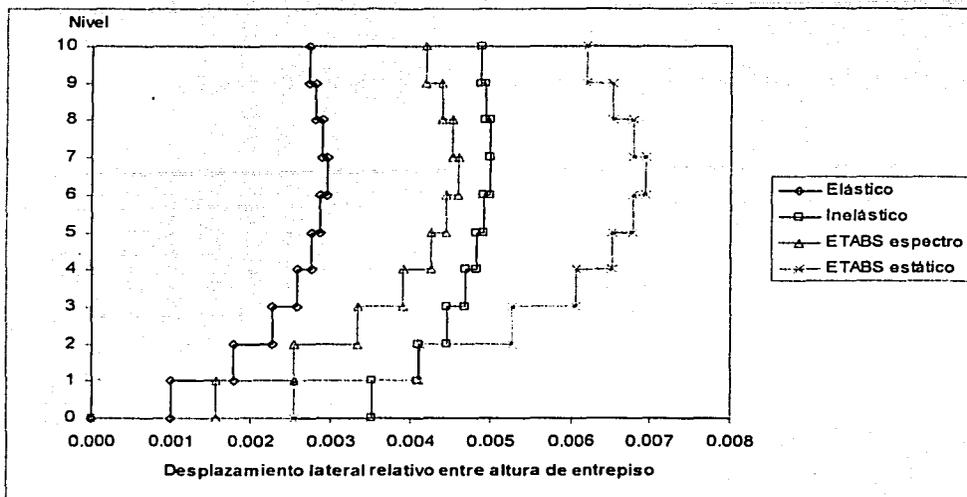


Fig 4.18. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje A, diseño con RDF-93

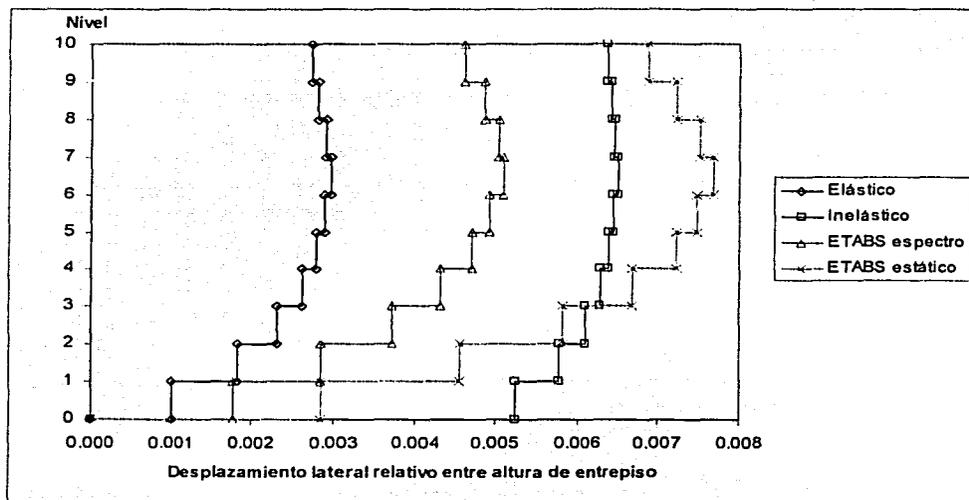


Fig 4.19. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.3. Historias de desplazamientos laterales del nivel superior

Las figs 4.20 a 4.25 presentan las comparaciones de las historias de desplazamientos laterales de azotea de los ejes 2, C y A, comportamientos elástico e inelástico, diseñados con los Reglamentos RDF-93 y el RDF-2002; se corrobora que cuando se tienen mayores deformaciones inelásticas con el RDF-93 (ver eje 2), menor es la respuesta con las resistencias del diseño con el RDF-2002.

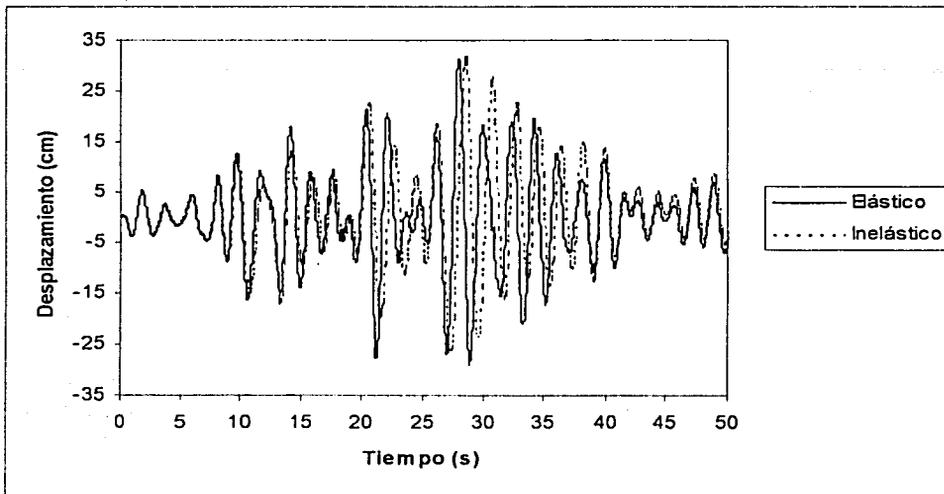


Fig 4.20. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje 2, diseño con RDF-93

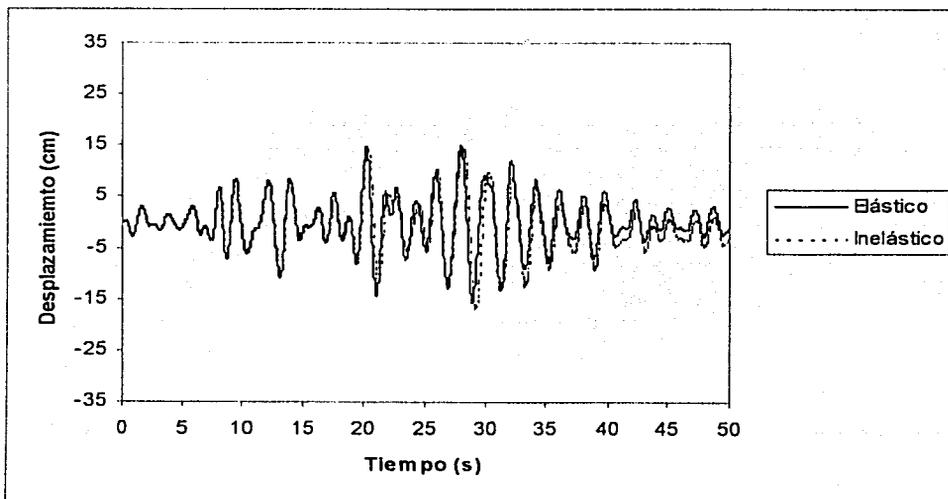


Fig 4.21. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje 2, diseño con RDF-2002

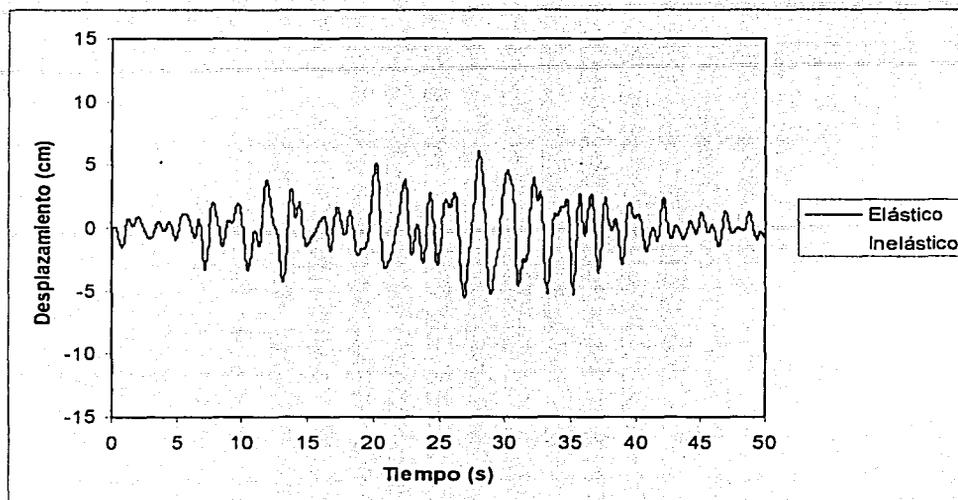


Fig 4.22. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje C, diseño con RDF-93

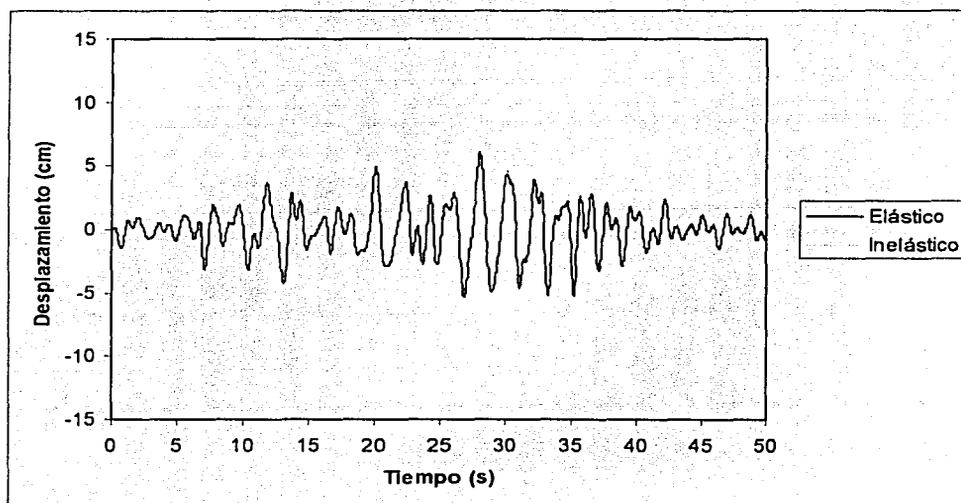


Fig 4.23. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje C, diseño con RDF-2002

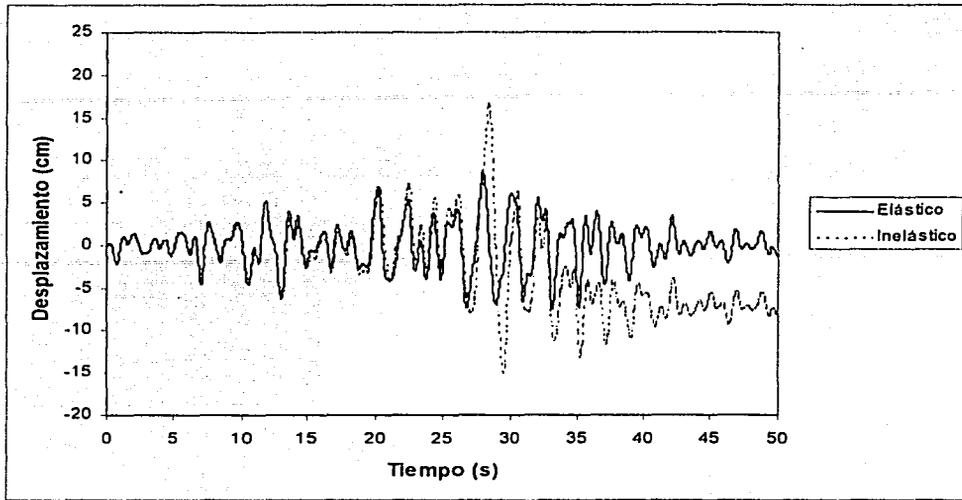


Fig 4.24. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje A, diseño con RDF-93

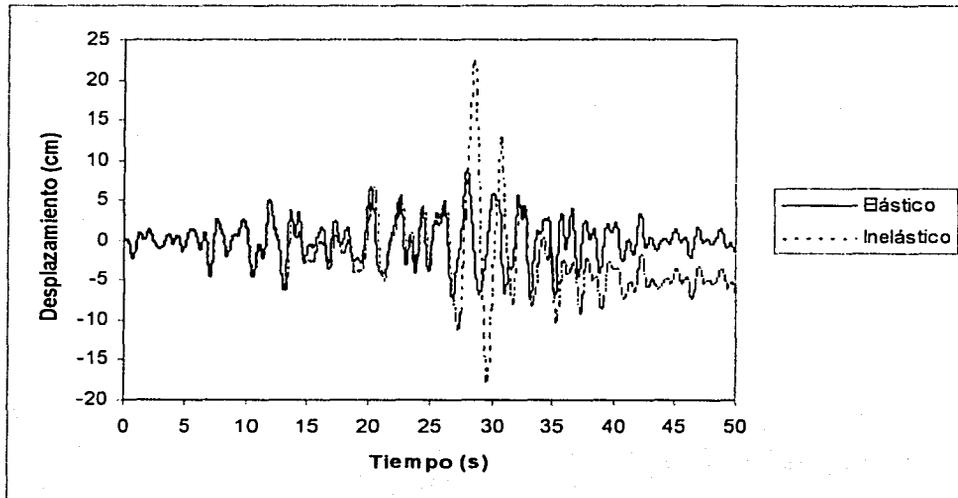


Fig 4.25. Historias de desplazamientos horizontales de azotea, eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.4. Historias de coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico en cada tiempo t_i se determina como el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en la base de las columnas de planta baja entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel. Las figs 4.26 a 4.31 tienen las historias en el tiempo de este tipo de respuesta, comportamientos elástico e inelástico; se muestran las historias de coeficientes sísmicos con los diseños del RDF-93 y RDF-2002.

Para la dirección transversal se nota que el eje C (interior) presenta fuerzas sísmicas dinámicas muy pequeñas, contrario a lo que ocurre con el eje A (exterior), debido a la importante participación de los muros de concreto en el eje exterior.

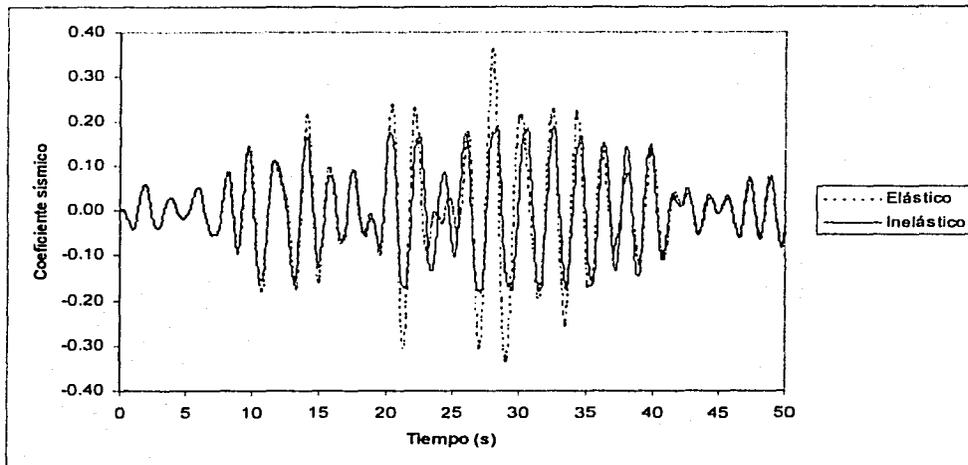


Fig 4.26. Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, diseño con RDF-93

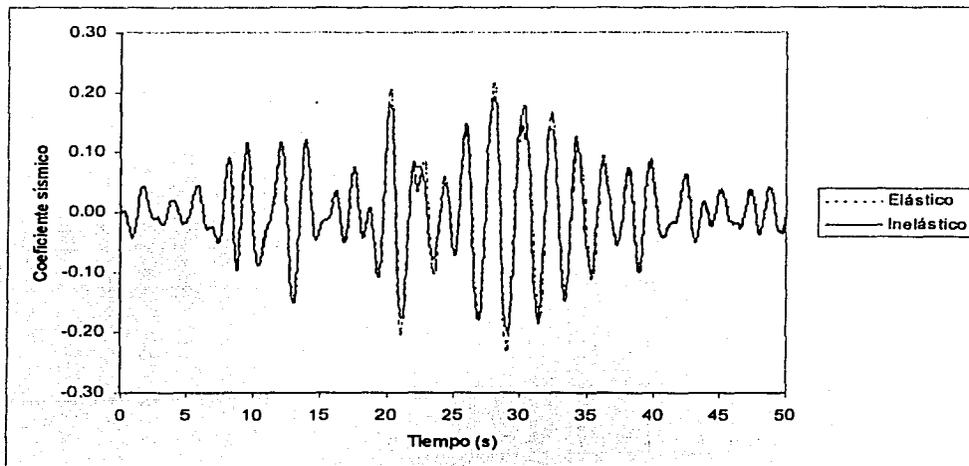


Fig 4.27. Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, diseño con RDF-2002

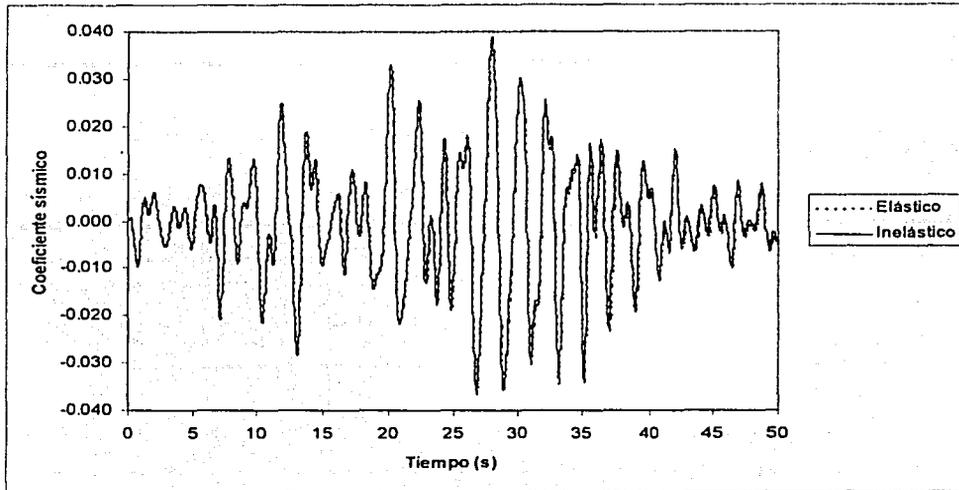


Fig 4.28. Historias de coeficientes sísmicos, eje C, diseño con RDF-93

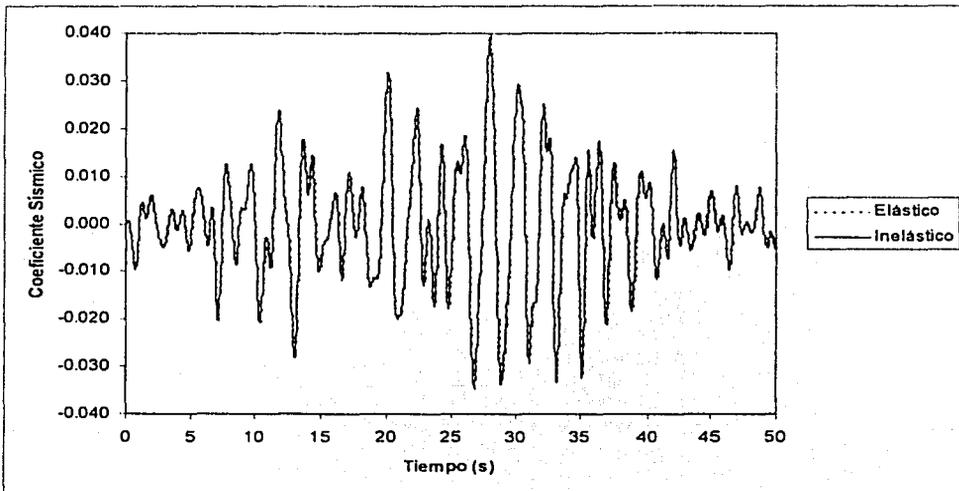


Fig 4.29. Historias de coeficientes sísmicos, eje C, diseño con RDF-2002

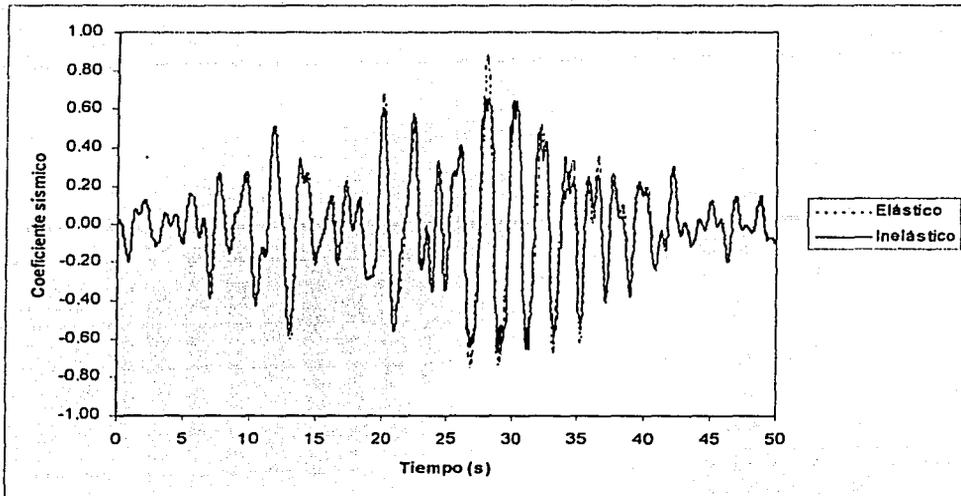


Fig 4.30. Historias de coeficientes sísmicos, eje A, diseño con RDF-93

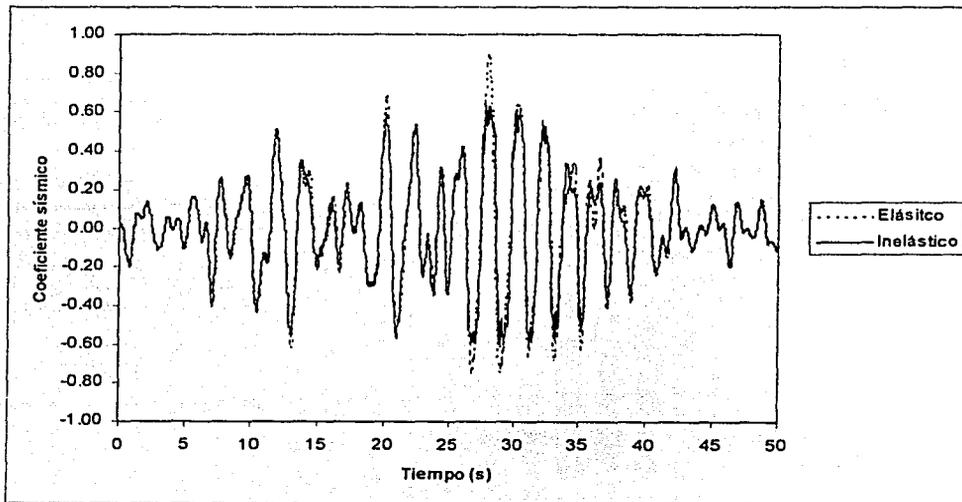


Fig 4.31. Historias de coeficientes sísmicos, eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.5. Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral del nivel superior

Las figs 4.32 a 4.43 comparan este tipo de respuesta para los comportamientos elástico e inelástico, ambos Reglamentos, de los ejes 2, C y A. Para un mismo eje, pero diferente Reglamento, se tienen áreas de histéresis más pequeñas con el RDF-2002; el eje C se mantiene más elástico, independientemente del tipo de diseño; el eje A tiende a presentar mayores deformaciones inelásticas.

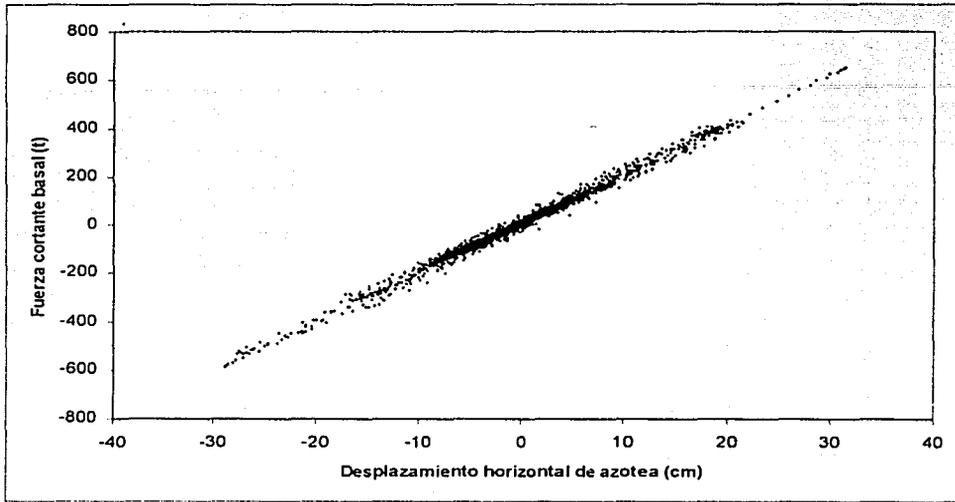


Fig 4.32. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje 2, diseño con RDF-93(elástico)

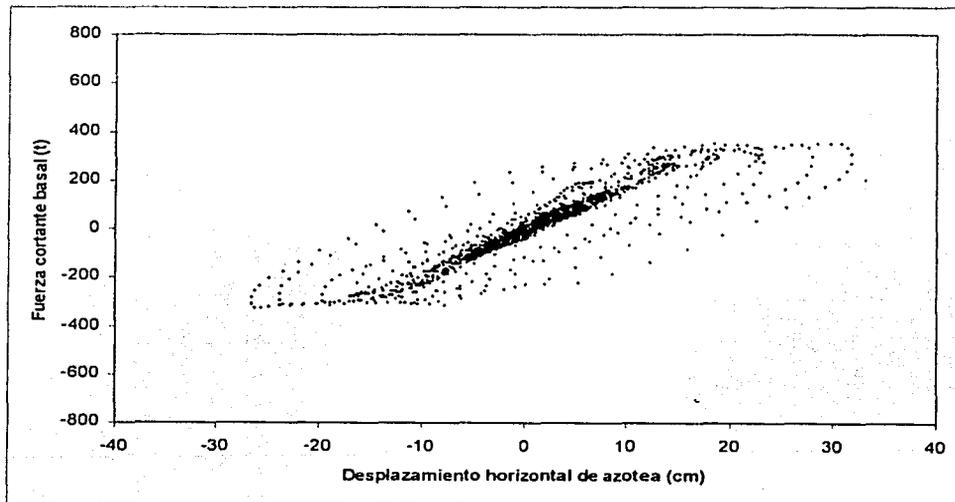


Fig 4.33. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje 2, diseño con RDF-93(inelástico)

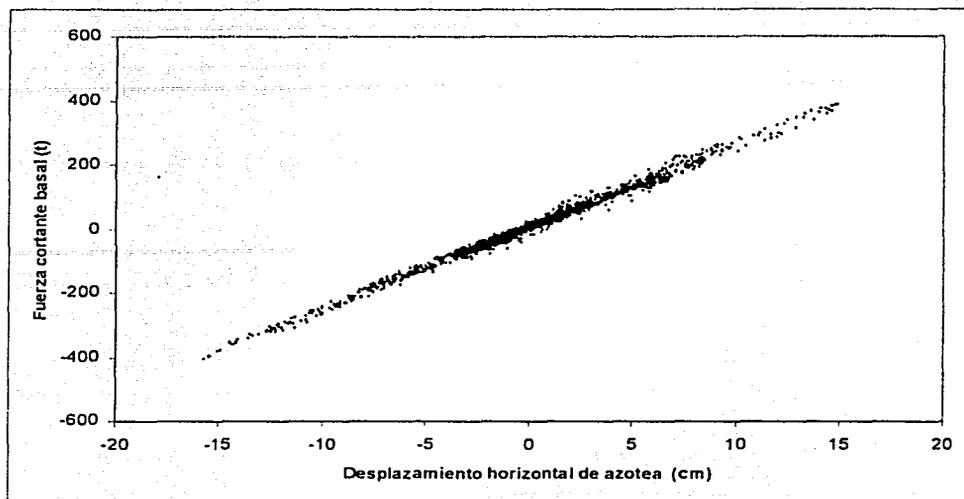


Fig 4.34. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje 2, diseño con RDF-2002(elástico)

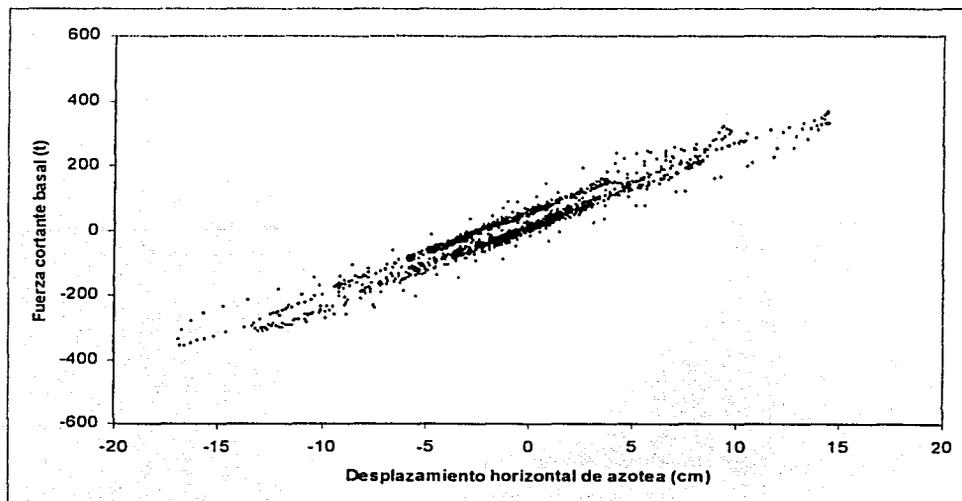


Fig 4.35. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje 2, diseño con RDF-2002(inelástico)

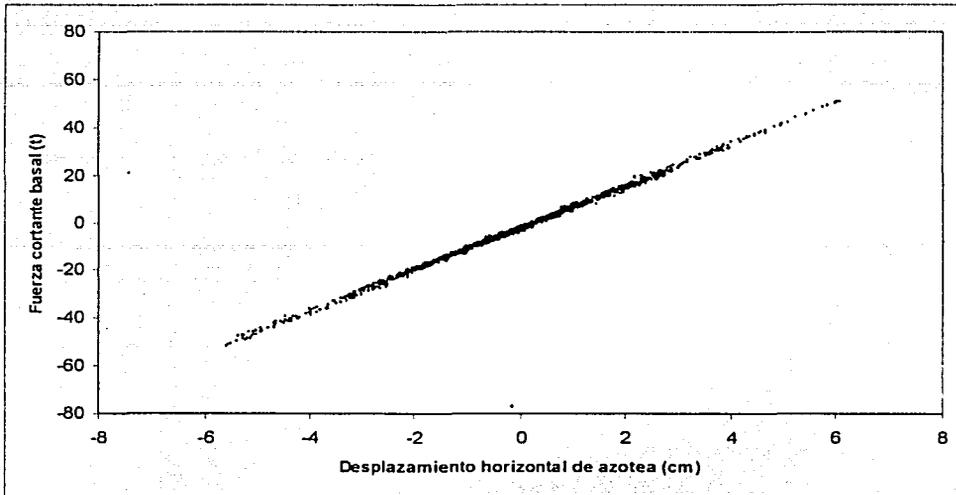


Fig 4.36. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje C, diseño con RDF-93(elástico)

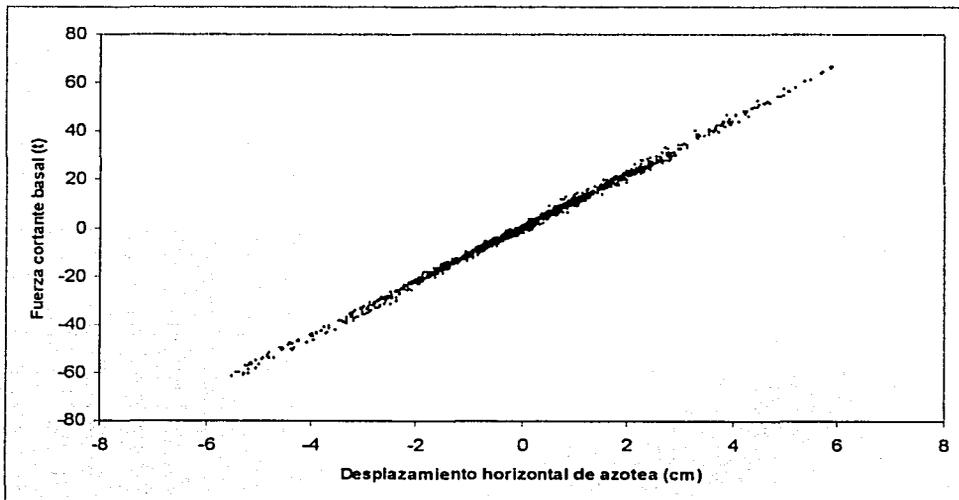


Fig 4.37. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje C, diseño con RDF-93(inelástico)

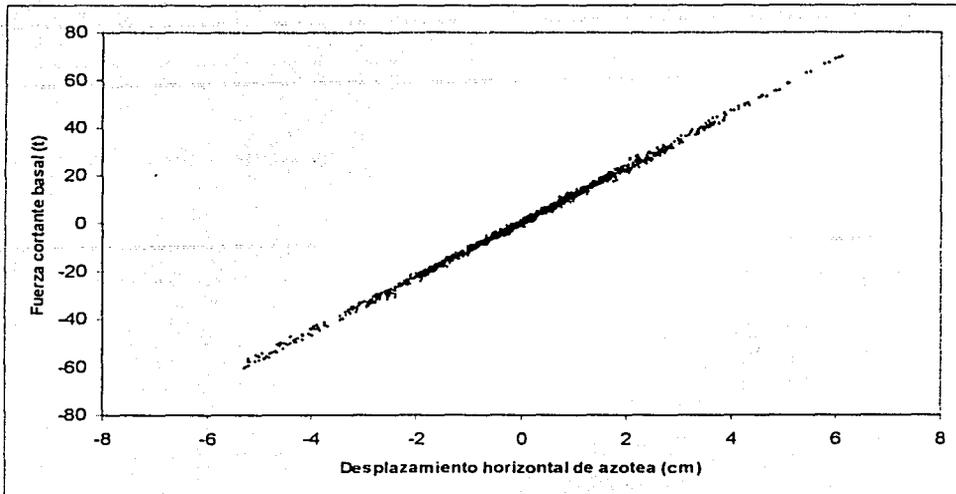


Fig 4.38. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje C, diseño con RDF-2002(elástico)

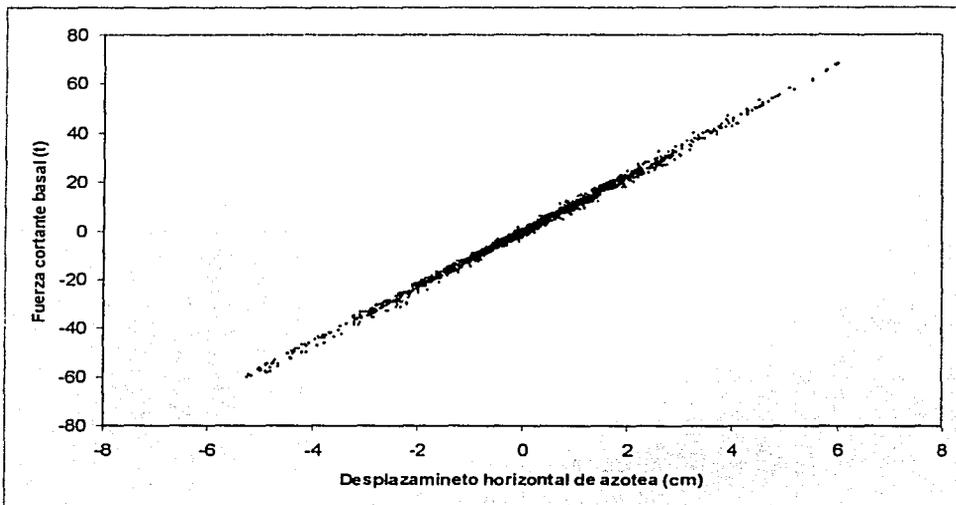


Fig 4.39. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje C, diseño con RDF-2002(inelástico)

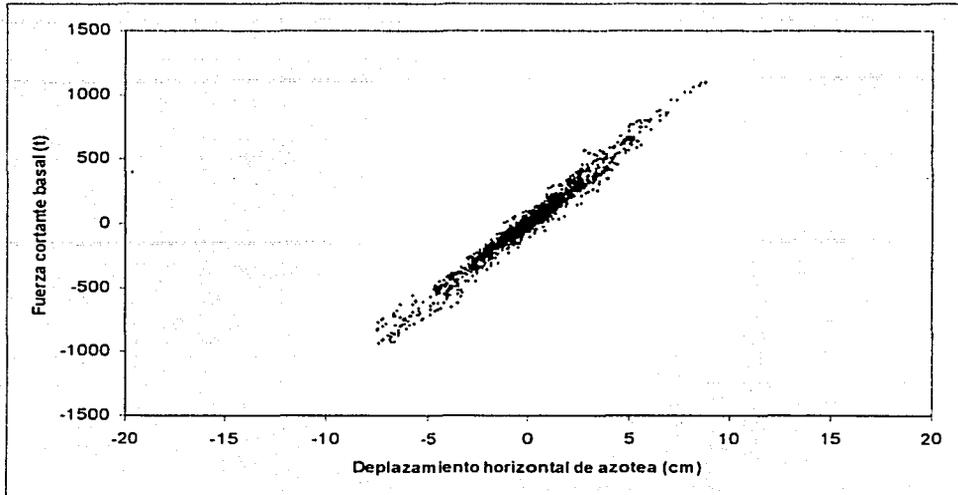


Fig 4.40. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje A, diseño con RDF-93(elástico)

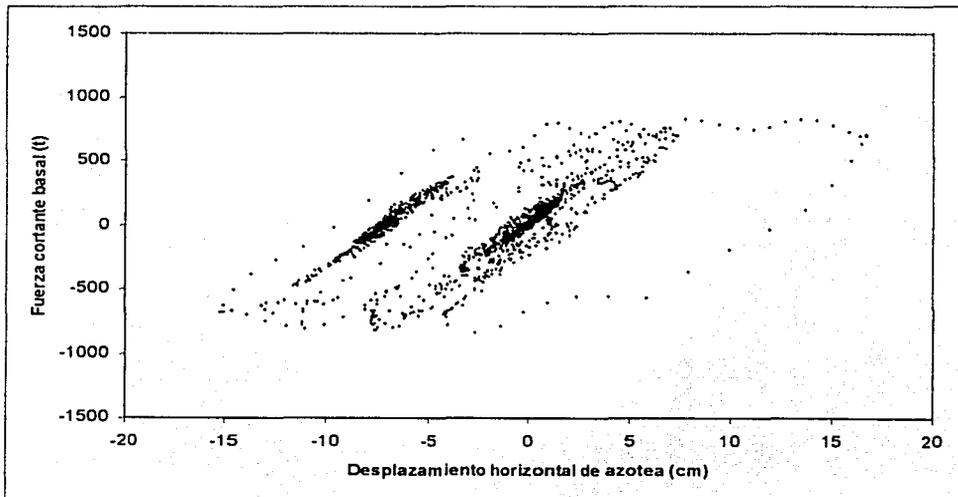


Fig 4.41. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje A, diseño con RDF-93(inelástico)

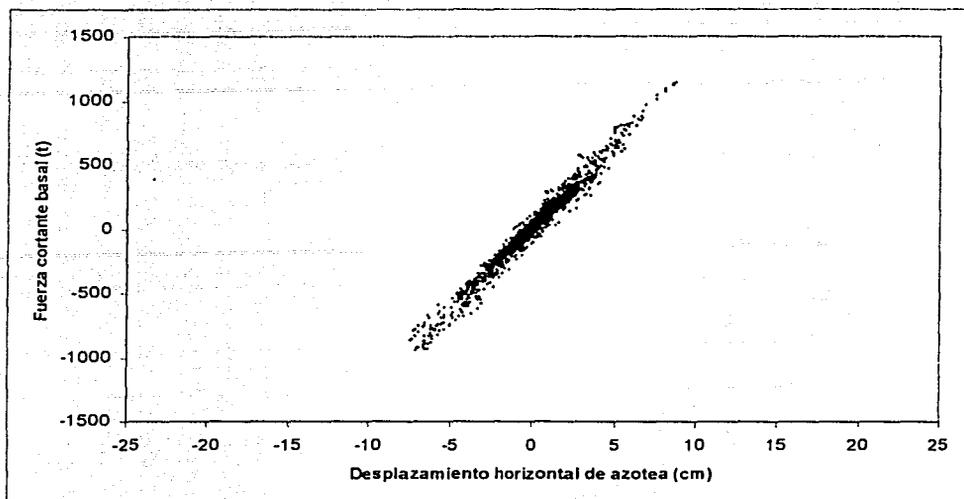


Fig 4.42. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje A, diseño con RDF-2002(elástico)

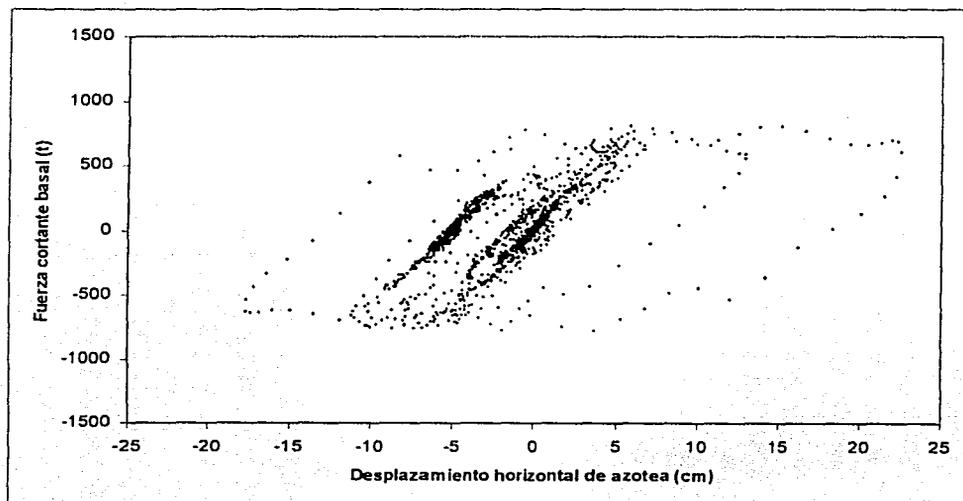


Fig 4.43. Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento horizontal de azotea, eje A, diseño con RDF-2002(inelástico)

IV.3.6. Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales

Por cada eje analizado, diseños con ambos Reglamentos, se muestran a continuación las historias en el tiempo de los elementos mecánicos en vigas, columnas y muros; se eligieron miembros del nivel inferior de cada eje estructural, y se comparan contra las resistencias de diseño del RDF-93 y RDF-2002.

IV.3.6.1. Vigas

Se eligieron las vigas extremas del primer nivel: viga 37 del eje 2, viga 28 del eje C y viga 10 del eje A, según los modelos matemáticos. Las figs 4.44 a 4.49 tienen las comparaciones de momentos flexionantes elásticos e inelásticos de las vigas tipo de los ejes 2, C y A, contra las resistencias del RDF-93 y RDF-2002. Las figs 4.50 a 4.55 presentan las comparaciones entre las fuerzas cortantes actuantes y las resistencias disponibles para las mismas vigas analizadas anteriormente; en general se tiene mayor resistencia, debido al excedente que por confinamiento se debe colocar, según ambos Reglamentos.

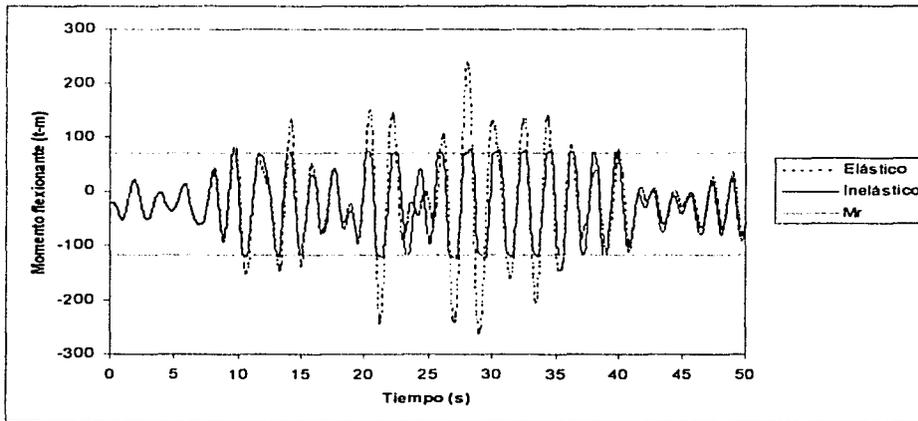


Fig 4.44. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, cruja extrema), eje 2, diseño con RDF-93

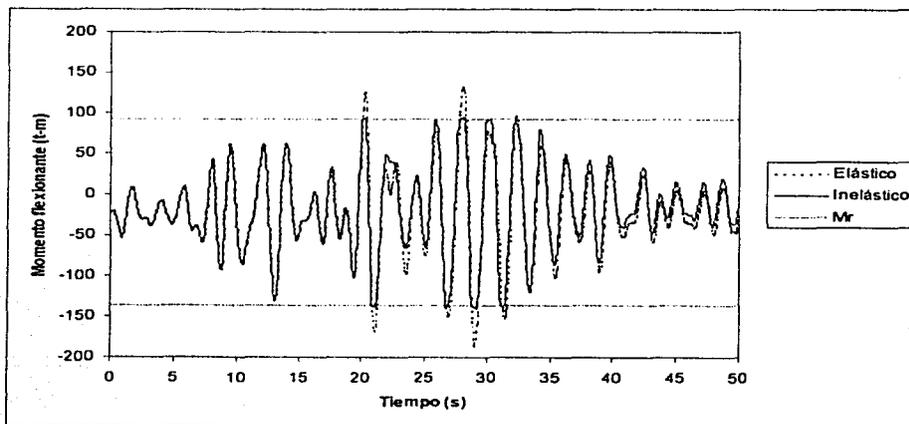


Fig 4.45. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, cruja extrema), eje 2, diseño con RDF-2002

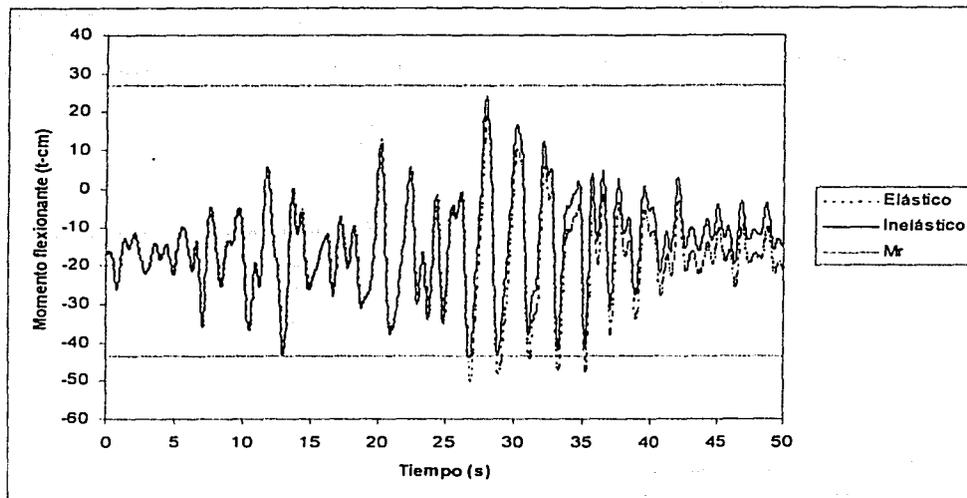


Fig 4.46. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-93

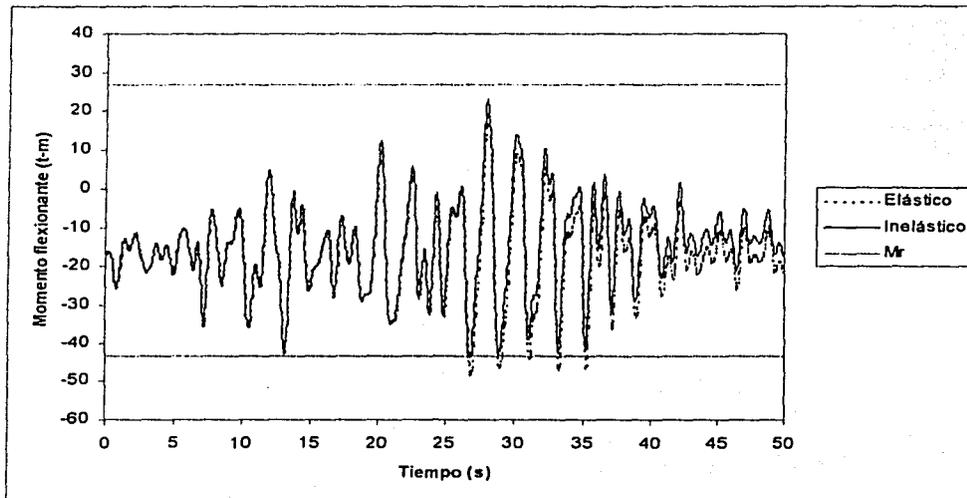


Fig 4.47. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-2002

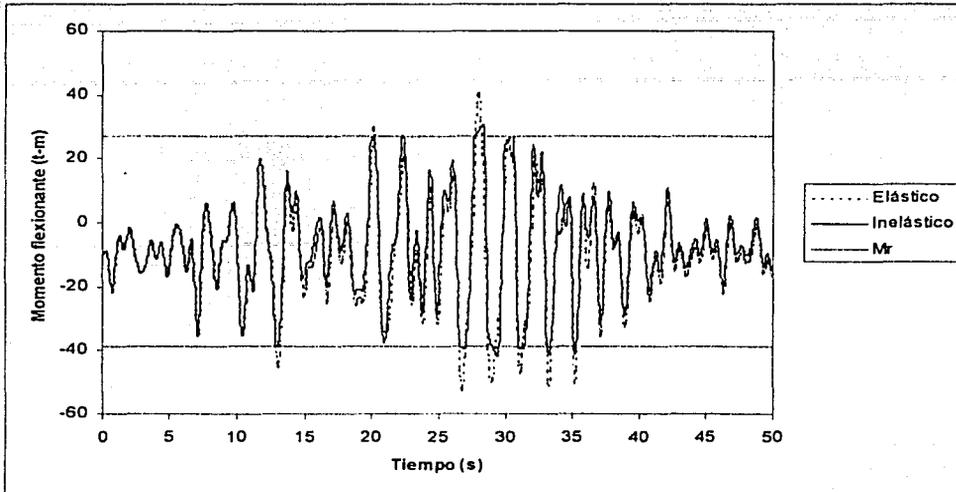


Fig 4.48. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-93

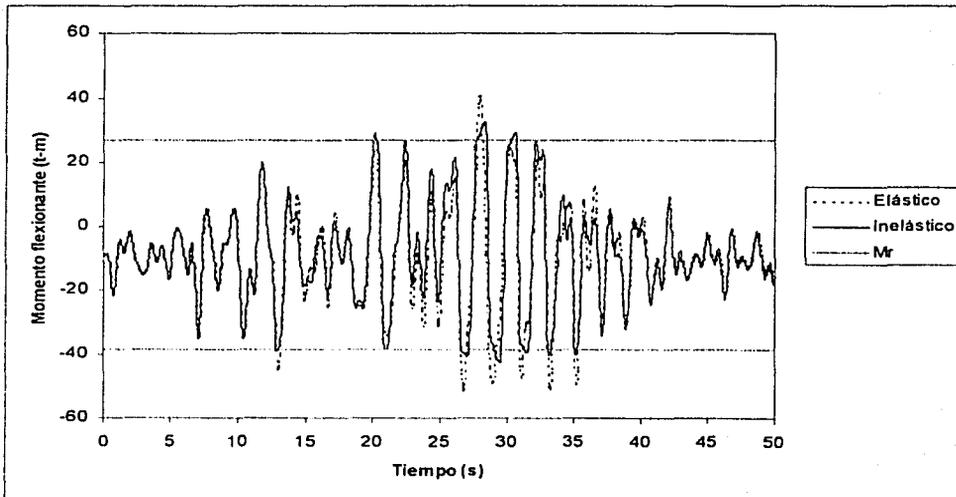


Fig 4.49. Historias de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-2002

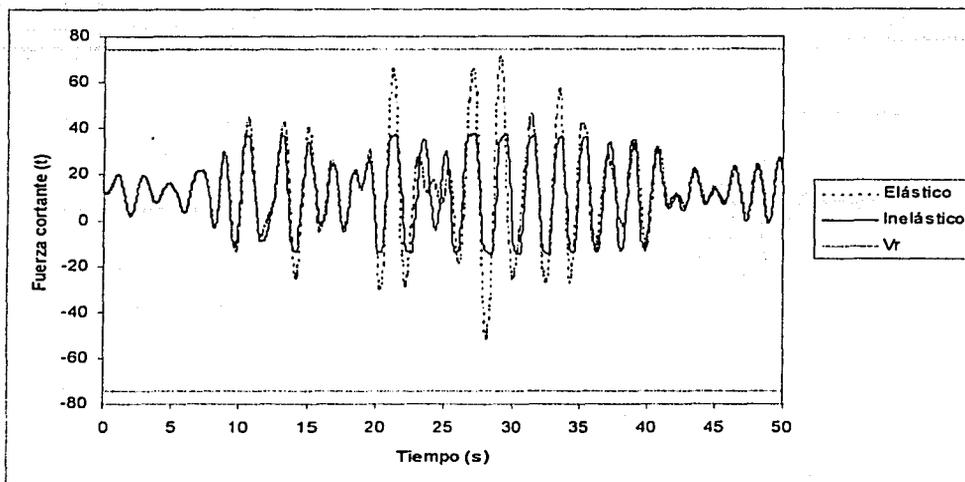


Fig 4.50. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, crujía extrema), eje 2, diseño con RDF-93

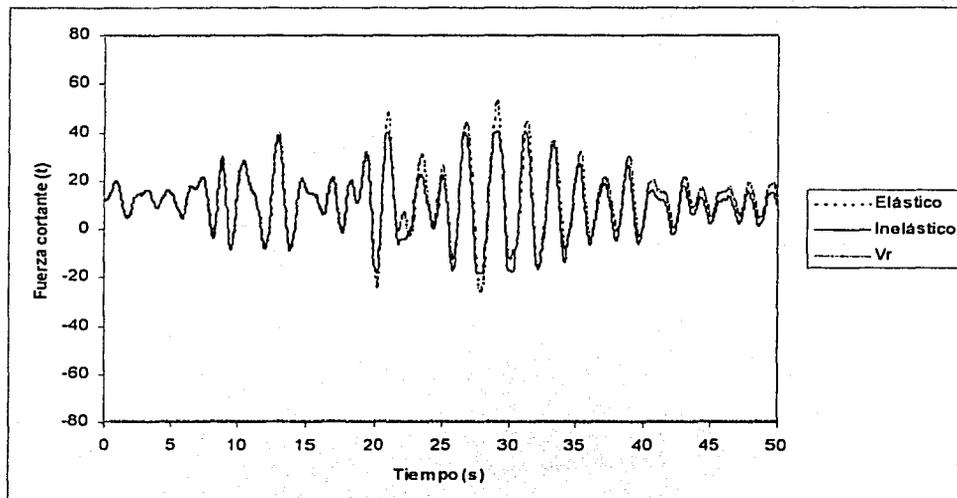


Fig 4.51. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, crujía extrema), eje 2, diseño con RDF-2002

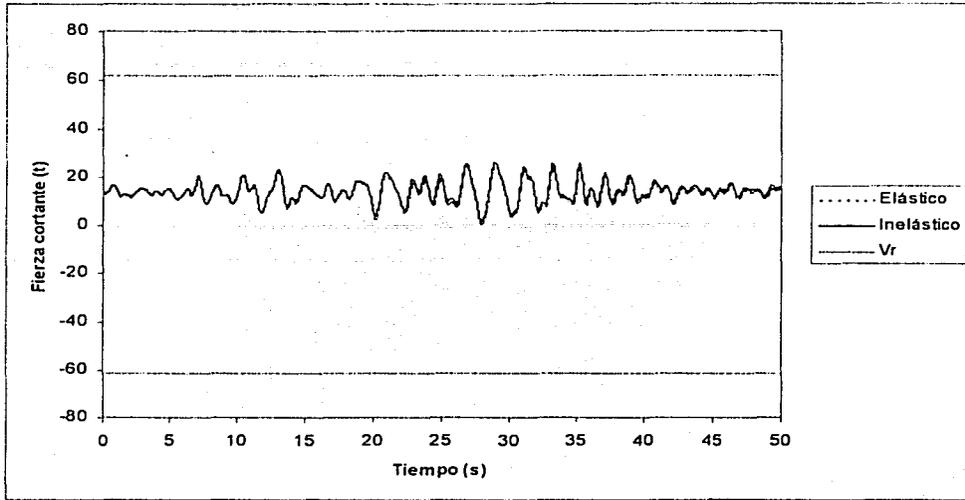


Fig 4.52. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-93

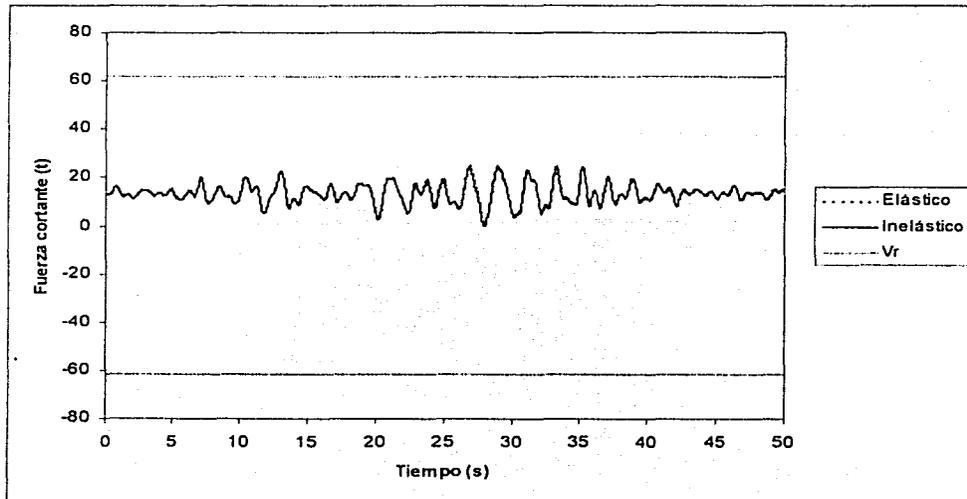


Fig 4.53. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-2002

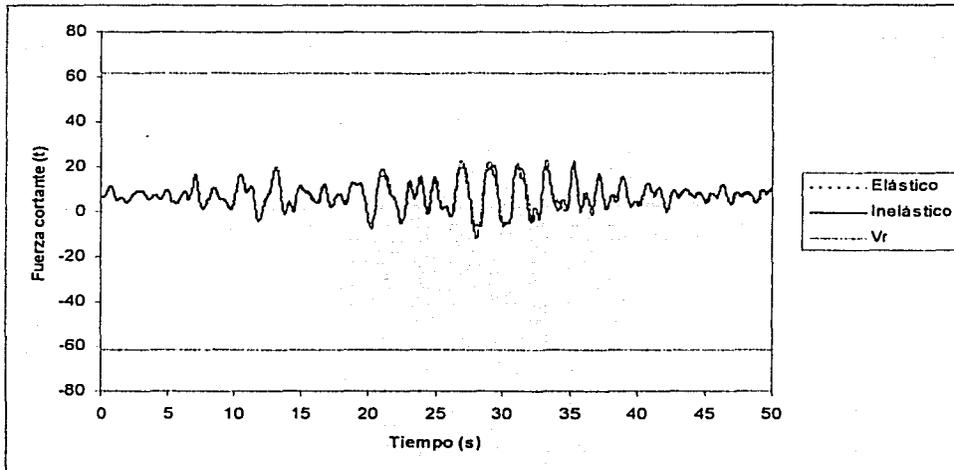


Fig 4.54. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-93

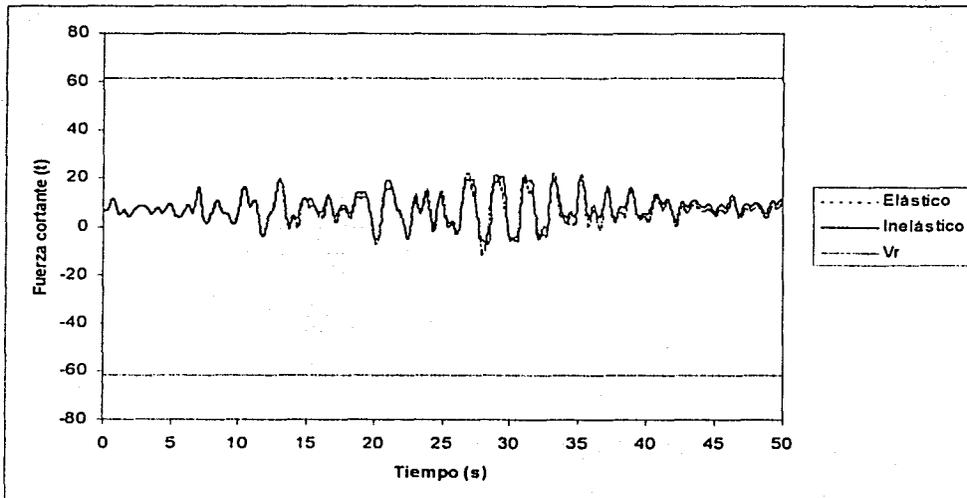


Fig 4.55. Historias de fuerzas cortantes en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.6.2. Columnas

Se seleccionaron columnas del entrepiso inferior para mostrar las relaciones momento flexionante - carga axial y sus historias de fuerzas cortantes contra las resistencias diseñadas con el RDF-93 y RDF-2002. Las figs 4.56 a 4.59 tienen las combinaciones M-P de la columna tipo de los ejes 2 y C; la columna del eje 2 (dirección longitudinal) tiene varios ciclos en que se presenta la fluencia ante la flexocompresión, menor para el diseño con el RDF-2002.

Ante la acción de las fuerzas cortantes actuantes, se nota que se tiene suficiente resistencia para así asegurar que no se presentan fallas del tipo frágil (ver figs 4.60 a 4.63); nuevamente la excedencia de resistencia al cortante en estos miembros se debe en gran medida al diseño por confinamiento del núcleo de concreto de dichos elementos estructurales verticales, según como lo especifican ambos Reglamentos.

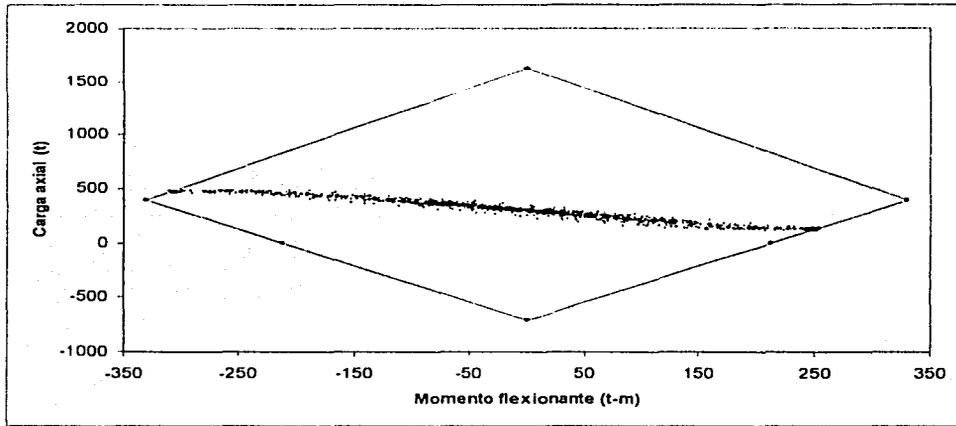


Fig 4.56. Relaciones momento flexionante - carga axial en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-93 (inelástico)

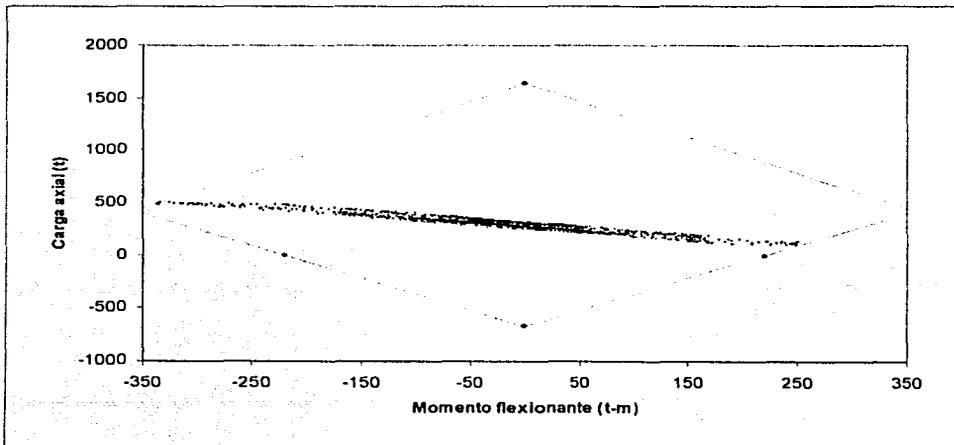


Fig 4.57. Relaciones momento flexionante - carga axial en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-2002 (inelástico)

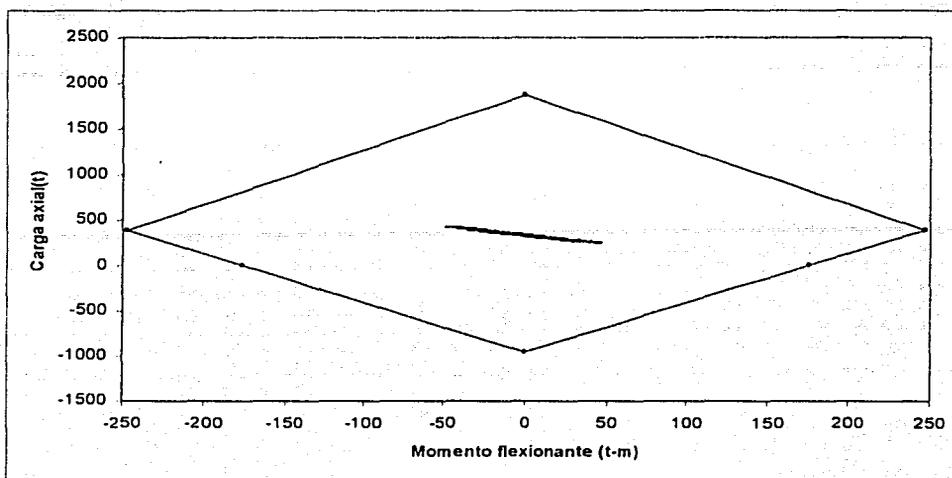


Fig 4.58. Relaciones momento flexionante – carga axial en el extremo inferior de la columna 37 (entrepiso inferior, columna extrema), eje C, diseño con RDF-93 (inelástico)

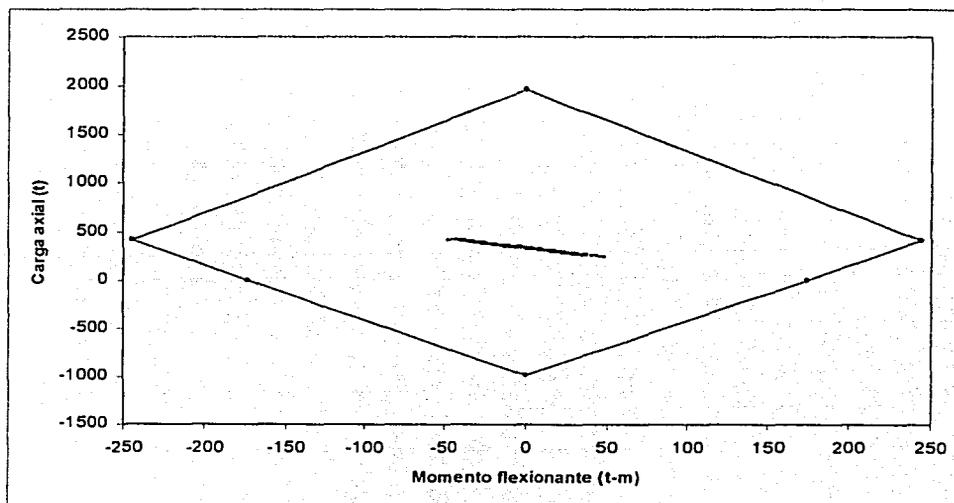


Fig 4.59. Relaciones momento flexionante – carga axial en el extremo inferior de la columna 37 (entrepiso inferior, columna extrema), eje C, diseño con RDF-93 (inelástico)

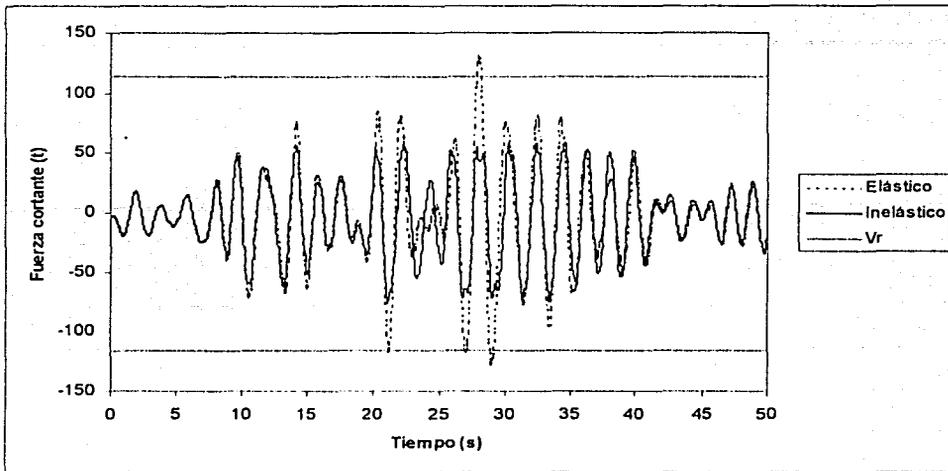


Fig 4.60. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-93

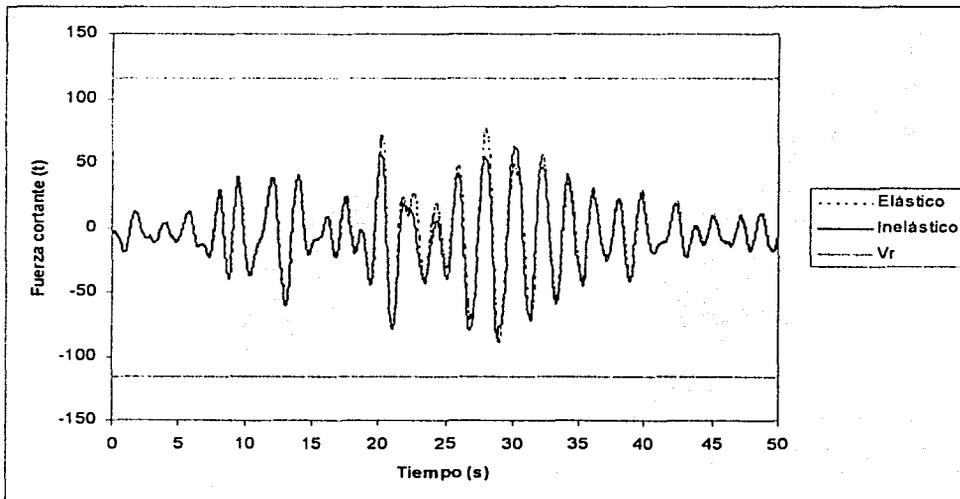


Fig 4.61. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-2002

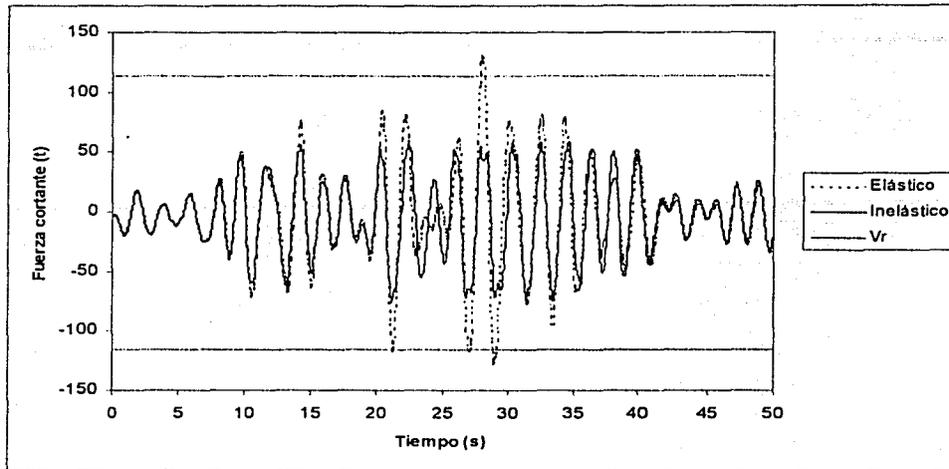


Fig 4.60. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-93

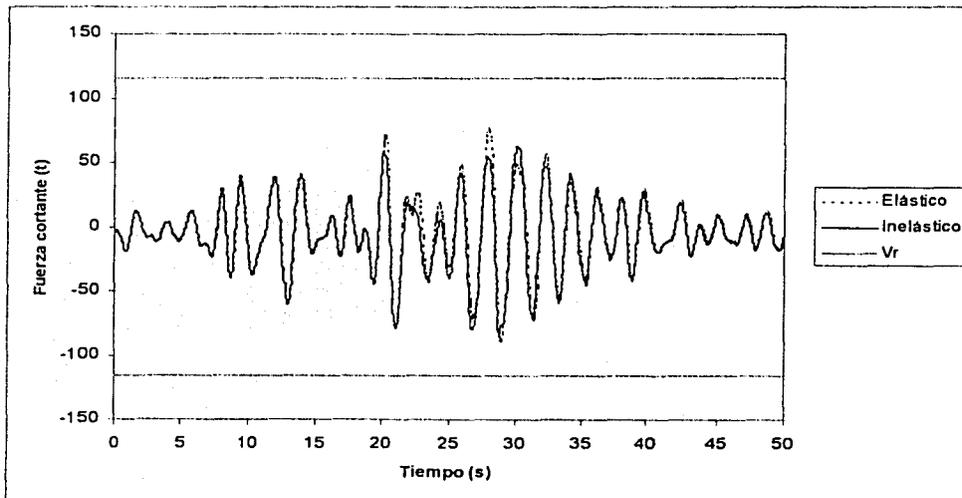


Fig 4.61. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 46 (entrepiso inferior, columna extrema), eje 2, diseño con RDF-2002

**FALTA
PAGINA**

132

IV.3.6.3. Muros

Las figs 4.64 y 4.65 tienen las combinaciones M-P contra el diagrama de interacción de diseño de uno de los muros del entrepiso inferior del eje A, ambos Reglamentos; se nota que dicho muro presenta en varios ciclos comportamiento no-lineal; el patrón de comportamiento es esencialmente de flexión, ante una carga vertical de compresión prácticamente constante, por debajo de la condición balanceada.

Al comparar su resistencia al corte contra las fuerzas cortantes actuantes se observa que se tiene una reserva adecuada de resistencia (ver figs 4.66 y 4.67).

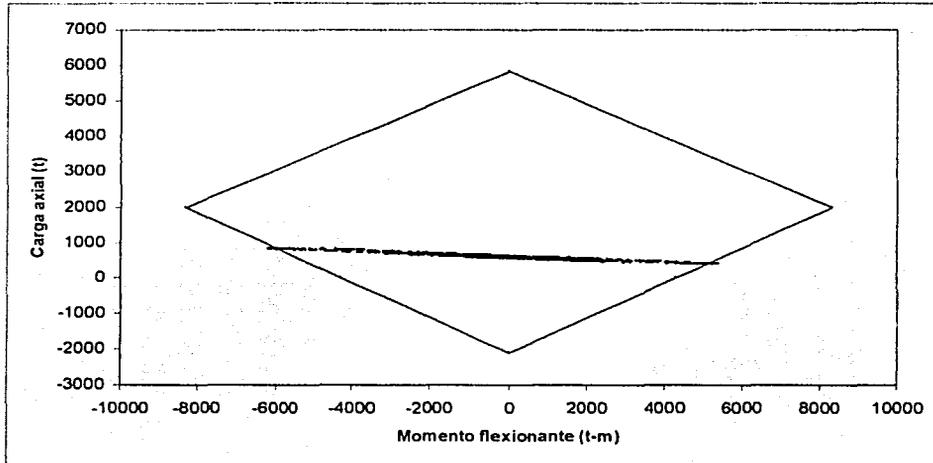


Fig 4.64. Relaciones momento flexionante - carga axial en el extremo inferior del muro 19 (entrepiso inferior), eje A, diseño con RDF-93 (inelástico)

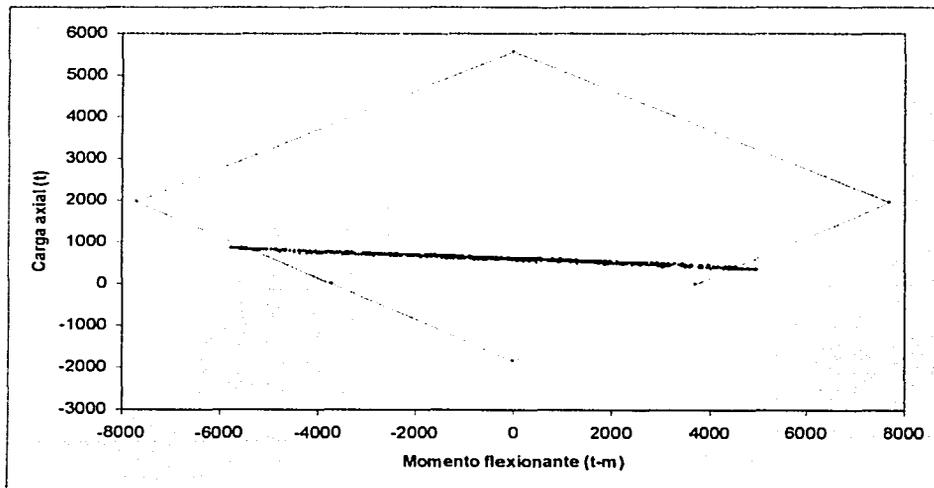


Fig 4.65. Relaciones momento flexionante - carga axial en el extremo inferior del muro 19 (entrepiso inferior), eje A, diseño con RDF-2002 (inelástico)

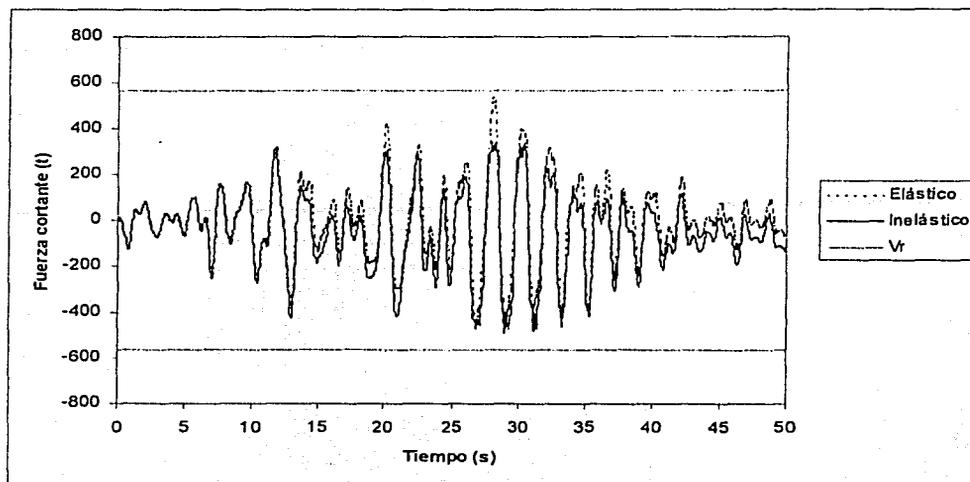


Fig 4.66. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior del muro 19 (entrepiso inferior), eje A, diseño con RDF-93

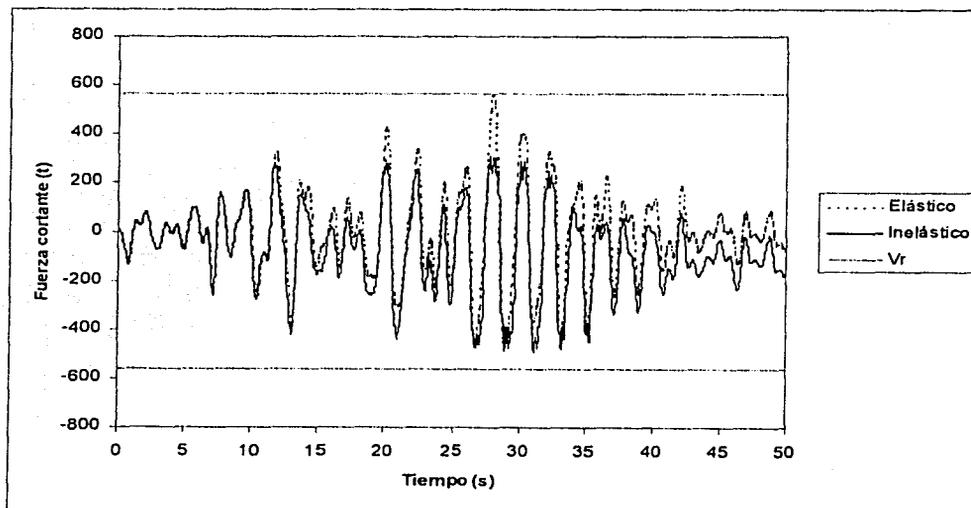


Fig 4.67. Historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior del muro 19 (entrepiso inferior), eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.7. Demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.68 y 4.69, 4.70 y 4.71, 4.72 y 4.73 presentan las historias de las demandas locales de ductilidad que desarrollan las vigas tipo seleccionadas previamente de los ejes 2, C y A, respectivamente, ambos Reglamentos. Las vigas del eje 2 tienen mayores deformaciones no-lineales, con una reducción importante con el diseño del RDF-2002; en el eje C las vigas prácticamente no fluyen. Las amplitudes de las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en las vigas de los ejes 2 y A son manejables desde el punto de vista del diseño práctico.

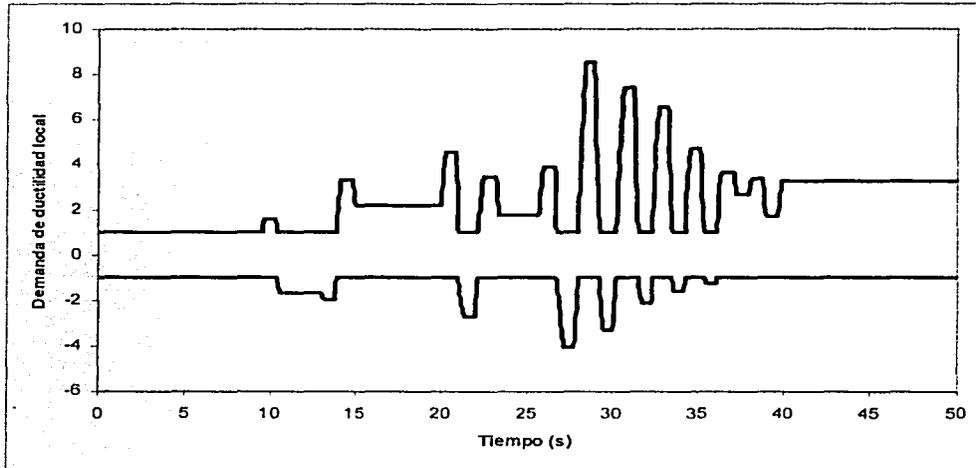


Fig 4.68. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, crujía extrema), eje 2, diseño con RDF-93

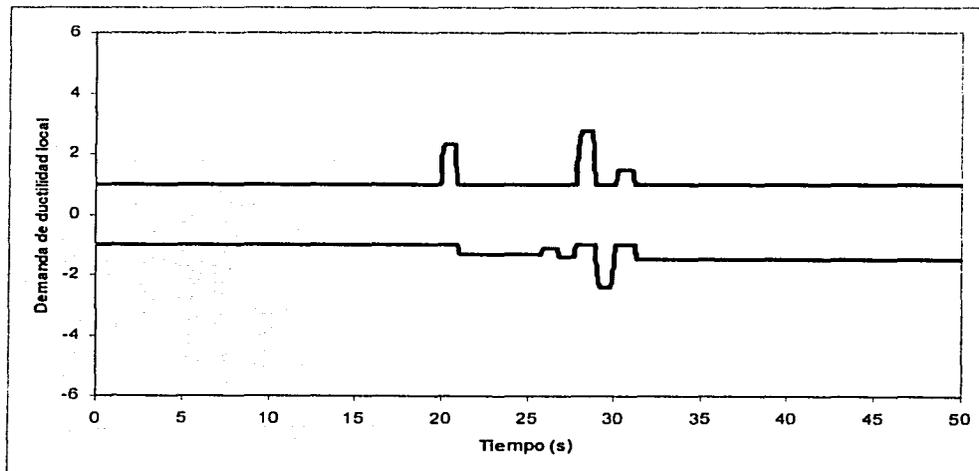


Fig 4.69. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 37 (nivel inferior, crujía extrema), eje 2, diseño con RDF-2002

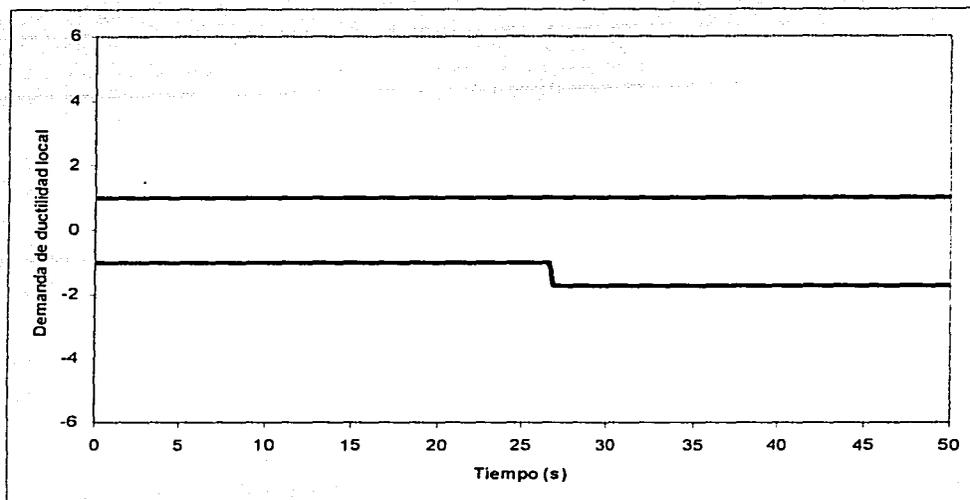


Fig 4.70. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-93

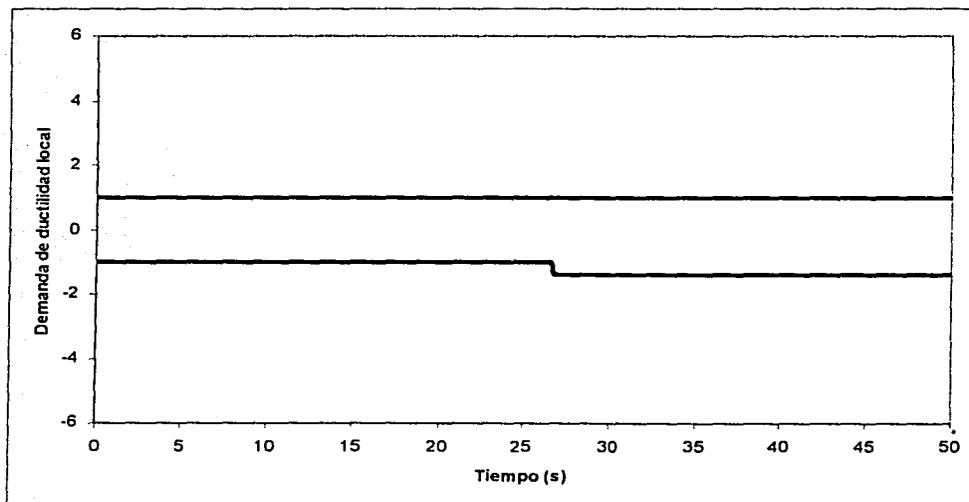


Fig 4.71. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 28 (nivel inferior, crujía extrema), eje C, diseño con RDF-2002

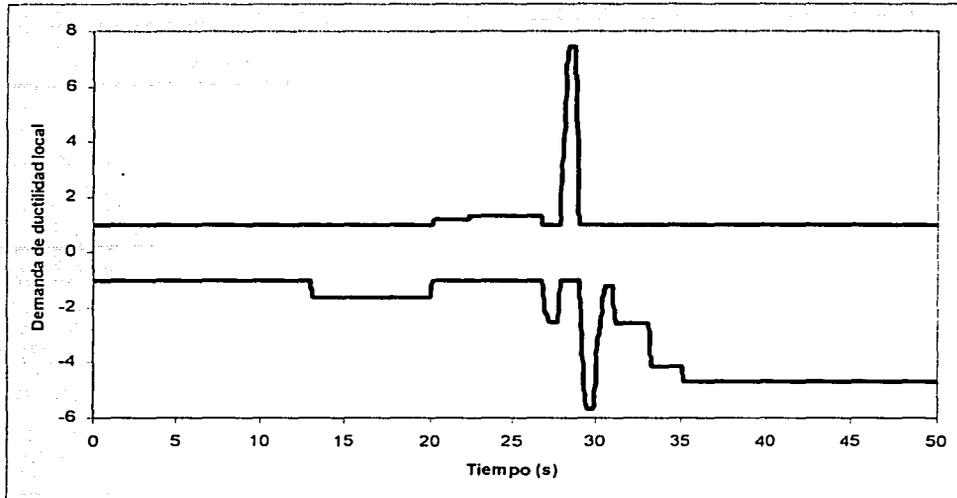


Fig 4.72. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-93

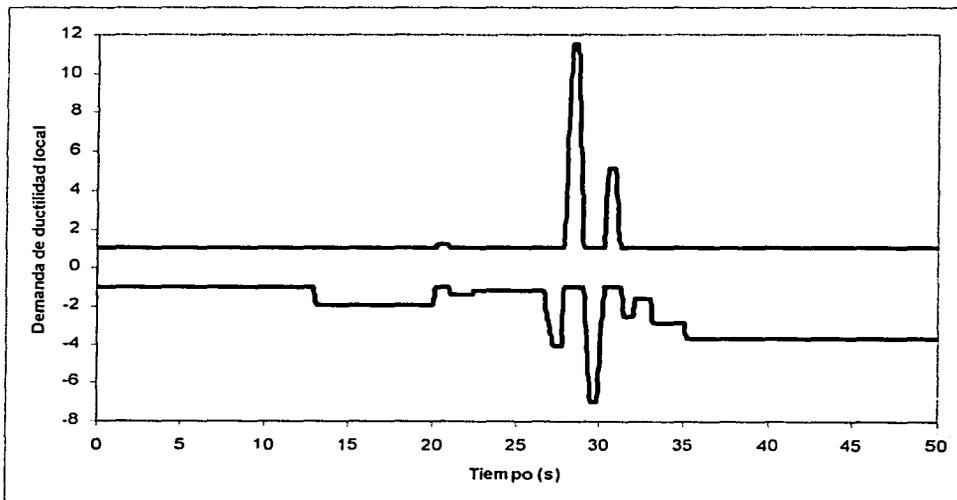


Fig 4.73. Historias de demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga 10 (nivel inferior), eje A, diseño con RDF-2002

IV.3.8. Distribución global de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros

Las figs 4.74 y 4.75, 4.76 y 4.77, 4.78 y 4.79 presentan la distribución global de articulaciones plásticas de los ejes 2, C y A, respectivamente, resistencias con RDF-93 y RDF-2002. Se corrobora que los ejes 2 y A son los que excursionan más en el rango no-lineal; en el eje C sólo algunas vigas de los niveles 1 y 2 alcanzaron su fluencia al momento flexionante. Con las resistencias del RDF-2002 se observa un ligero alivio de presencia de rótulas plásticas, sobre todo en el eje 2 de la dirección longitudinal. En general, independientemente del eje estructural, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo viga; esto es, se cumple con la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil, después de satisfacer los requisitos de marcos dúctiles de las NTC correspondientes del RDF-93 y RDF-2002; este tipo de daño a nivel local es el que puede proporcionar una mayor disipación de la energía que introduce el sismo a la estructura de interés, y, por tanto, una mayor ductilidad a nivel global.

Las figs 4.80 a 4.91 muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas, columnas y muros de los ejes 2, C y A, con las resistencias del RDF-93 y RDF-2002; dichas respuestas son las envolventes por cada nivel. Se corrobora que los miembros estructurales del eje 2 son los que mayor comportamiento inelástico presentan; en el eje C las deformaciones inelásticas son muy pequeñas; las vigas de acoplamiento del eje A tienden a girar plásticamente de forma similar con respecto de la altura, si acaso un poco mayor en el primer nivel; todas las vigas de este eje presentan articulaciones plásticas debido a la enorme rigidez lateral de los muros con respecto de las vigas que pretenden acoplar el trabajo de los dos muros y que tienden a trabajar cada uno de forma independiente. Todas las vigas, incluyendo los ejes 2 y A, tienen demandas máximas de ductilidad congruentes y manejables desde el punto de vista del diseño práctico.

En el caso de columnas y muros sólo se tienen rótulas plásticas en el extremo inferior del entrepiso de PB-N1, congruente con la tendencia del mecanismo de viga que llega a observarse en cada eje estructural de estudio; las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas son relativamente pequeñas; en el eje C no se tiene fluencia en columnas.

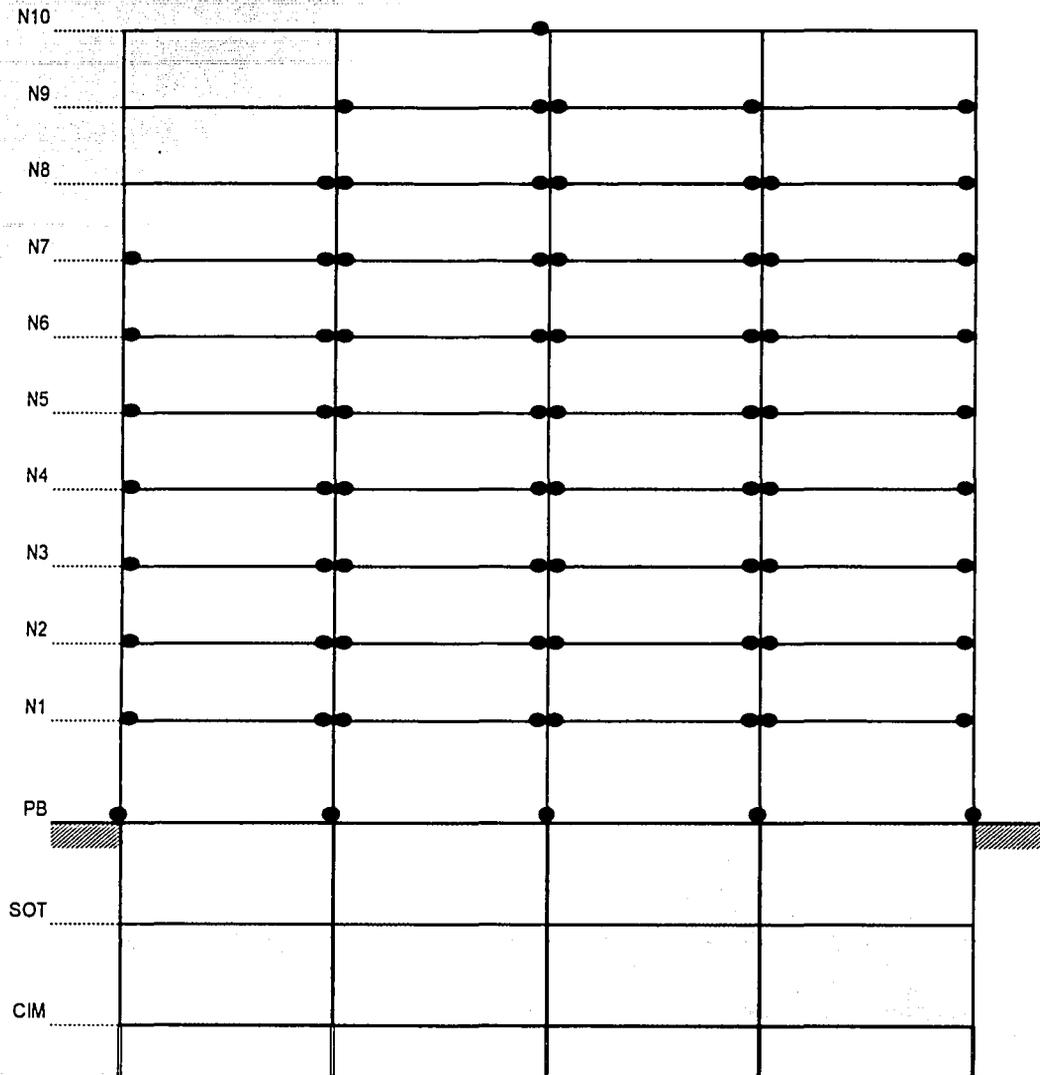


Fig 4.74. Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, diseño con RDF-93

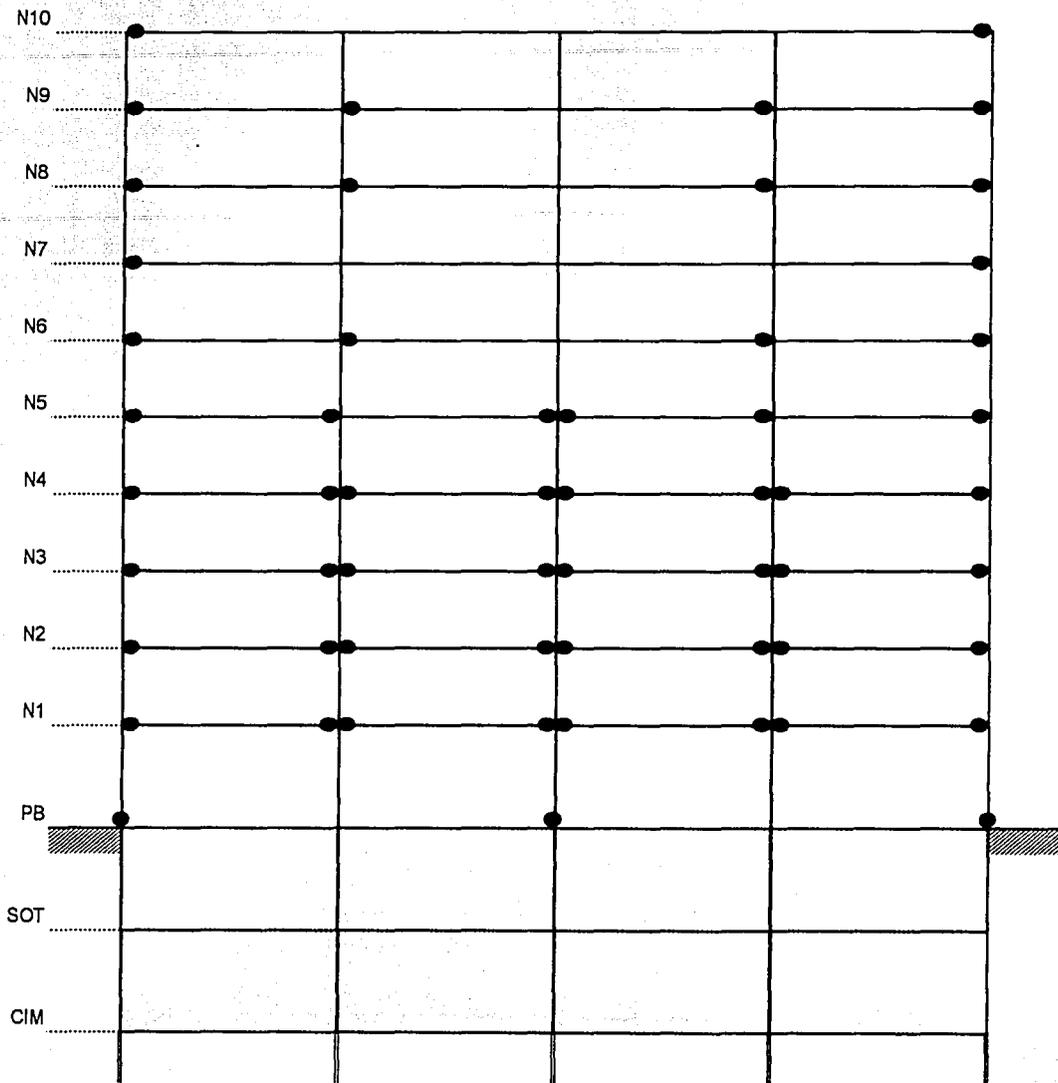


Fig 4.75. Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, diseño con RDF-2002

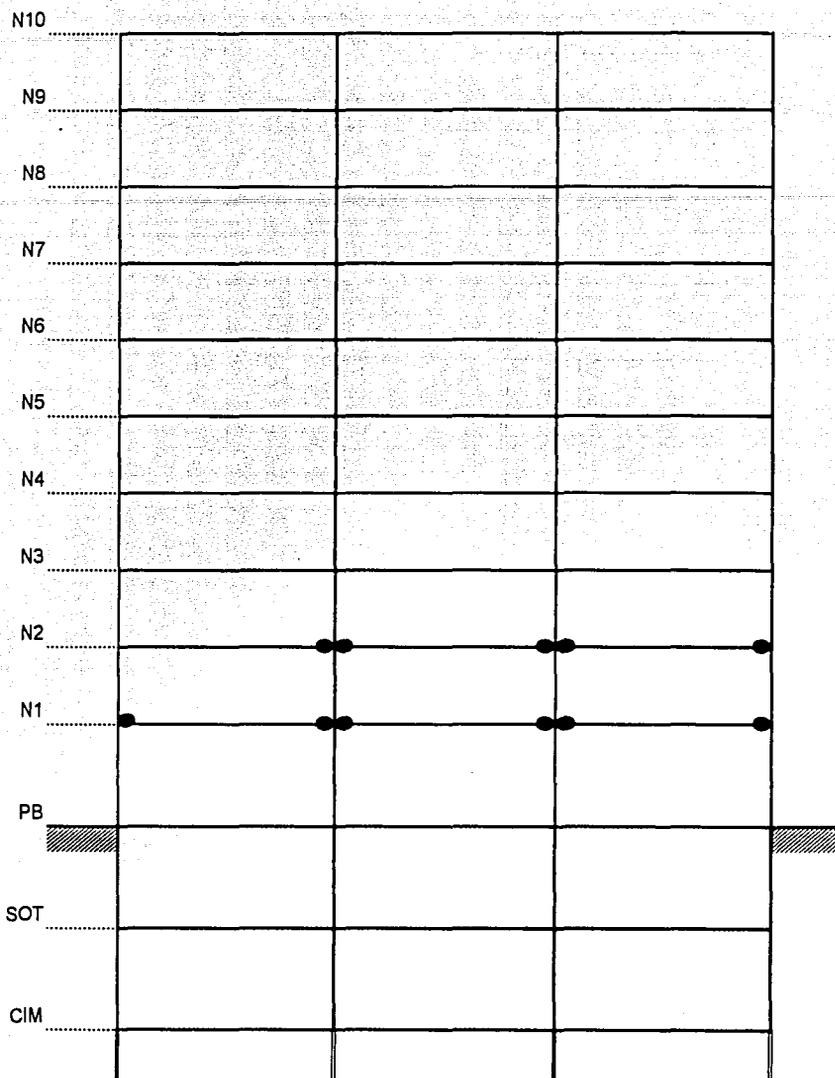


Fig 4.76. Distribución global de articulaciones plásticas, eje C, diseño con RDF-93

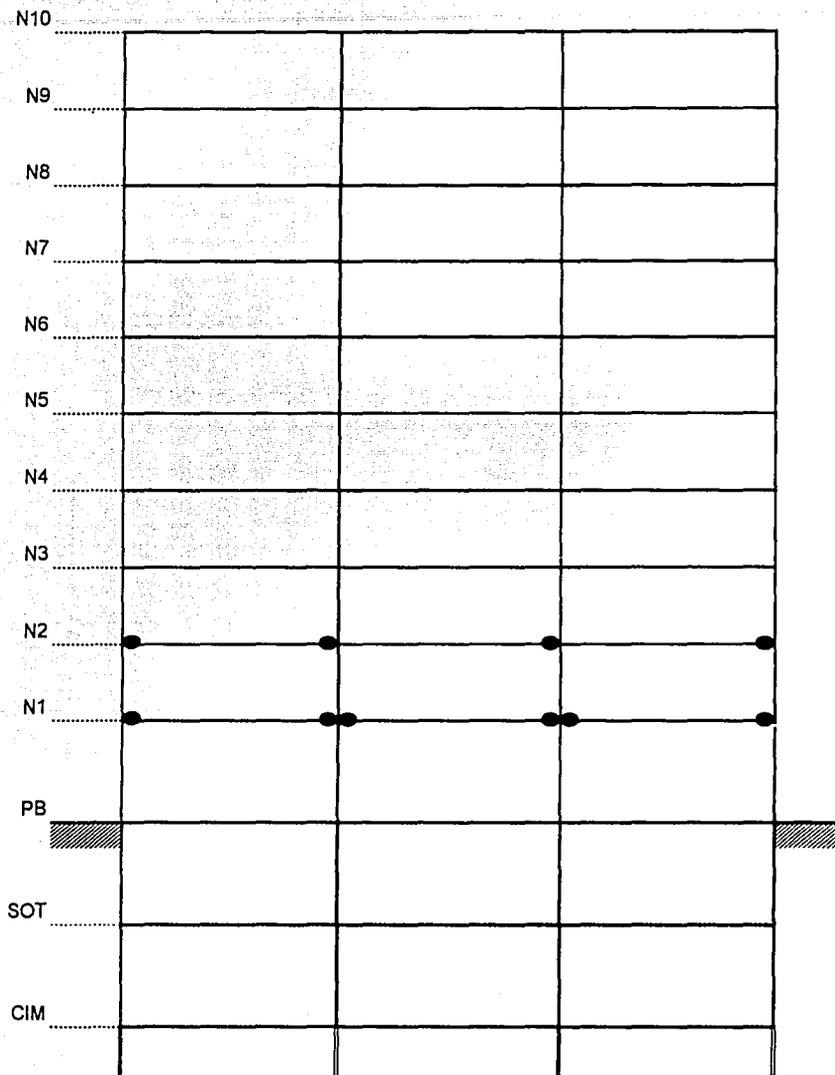


Fig 4.77. Distribución global de articulaciones plásticas, eje C, diseño con RDF-2002

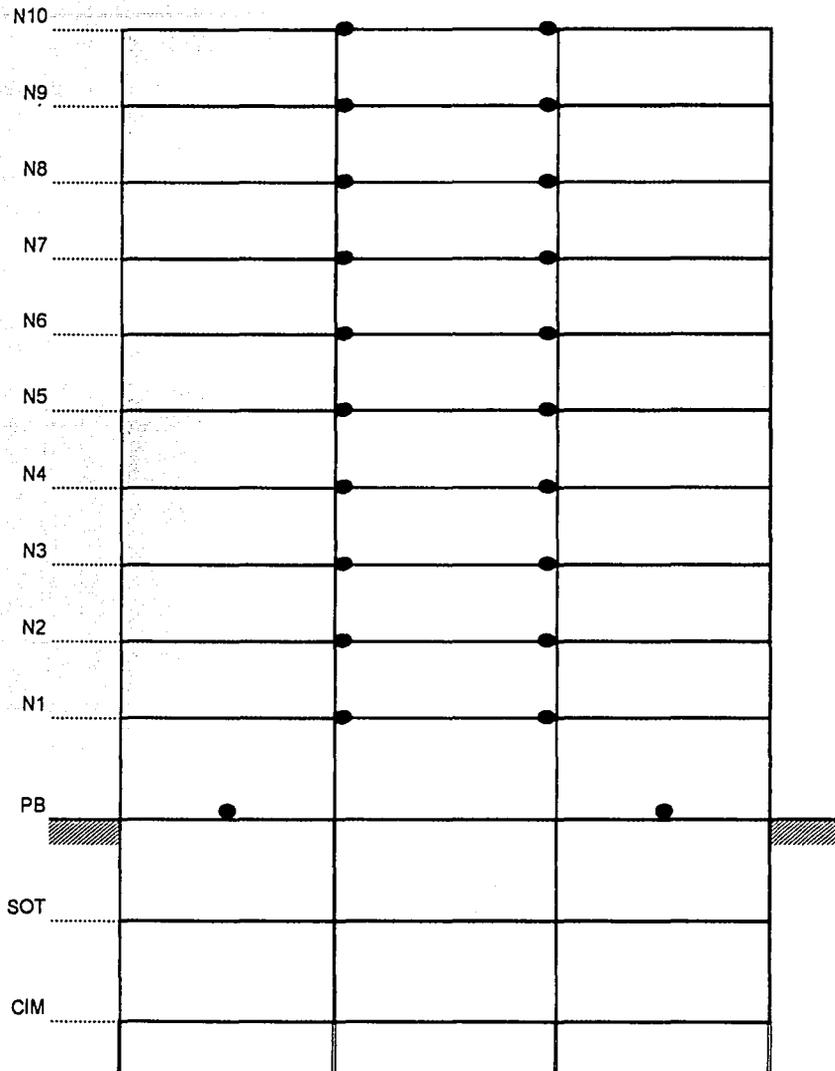


Fig 4.78. Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, diseño con RDF-93

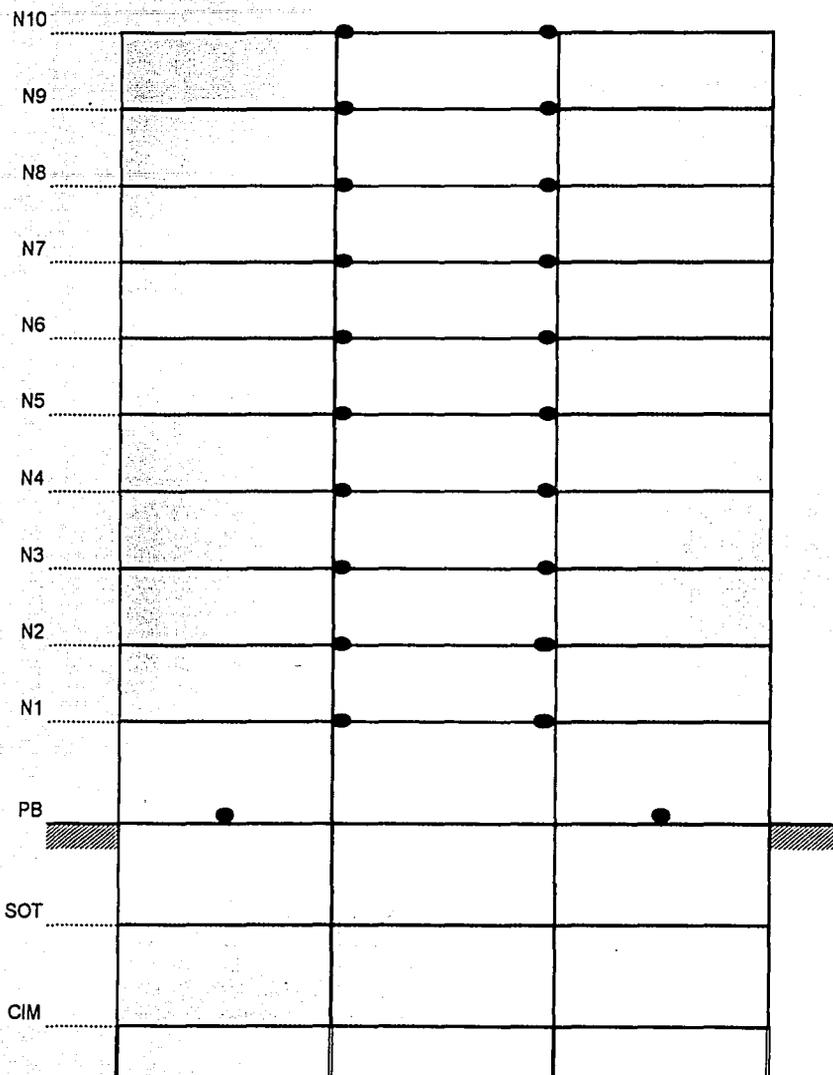


Fig 4.79. Distribución global de articulaciones plásticas, eje A, diseño con RDF-2002

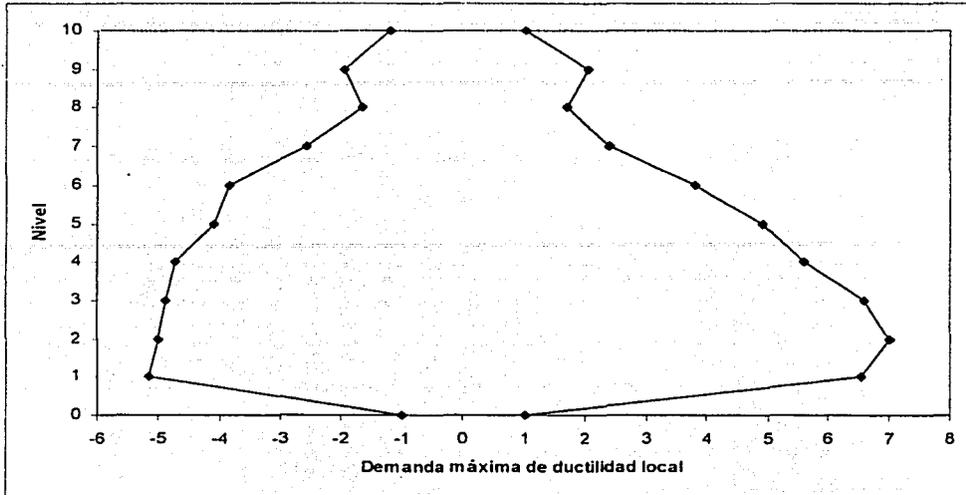


Fig 4.80. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, diseño con RDF-93

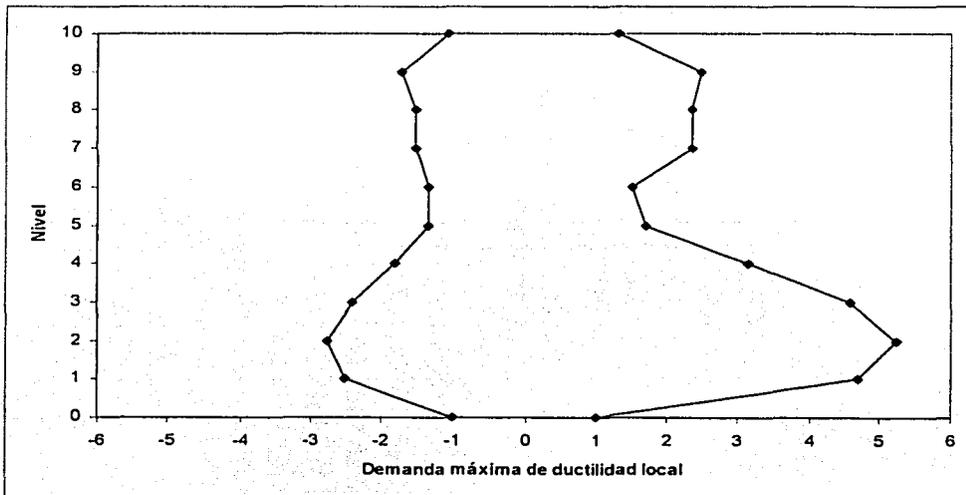


Fig 4.81. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, diseño con RDF-2002

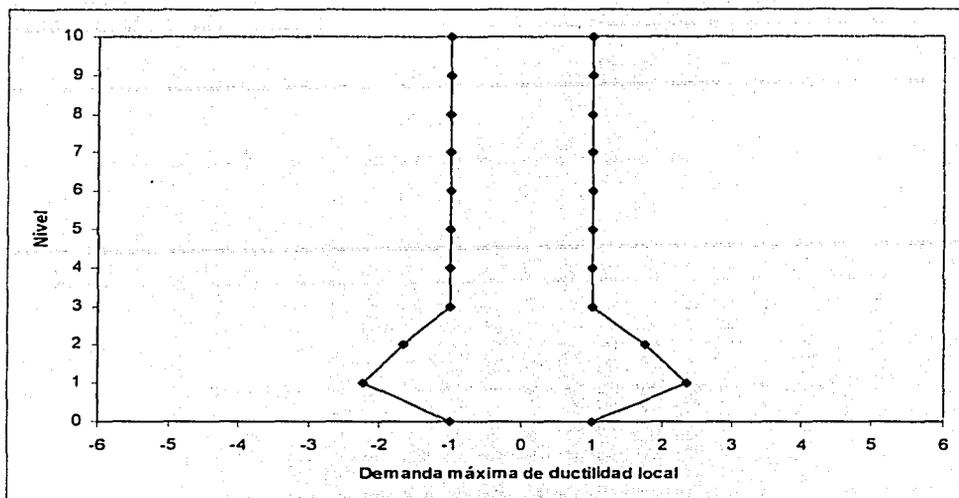


Fig 4.82. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C, diseño con RDF-93

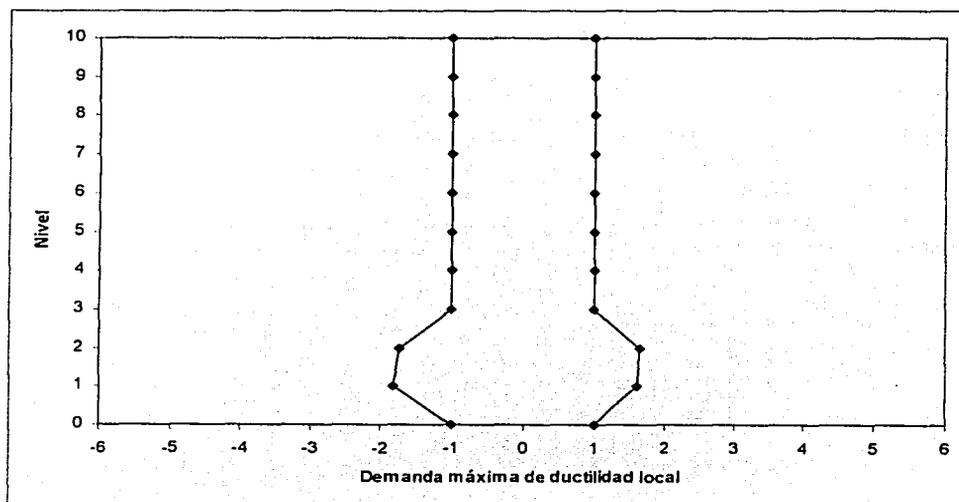


Fig 4.83. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje C, diseño con RDF-2002

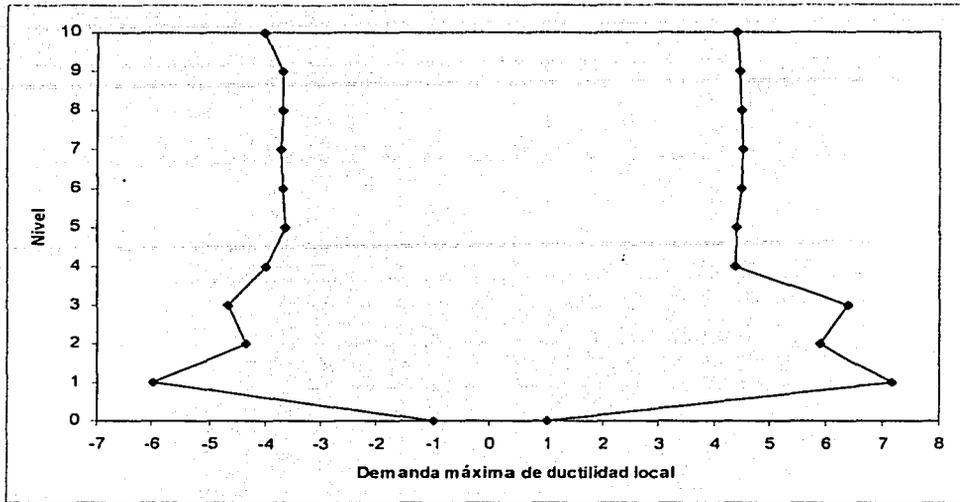


Fig 4.84. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A, diseño con RDF-93

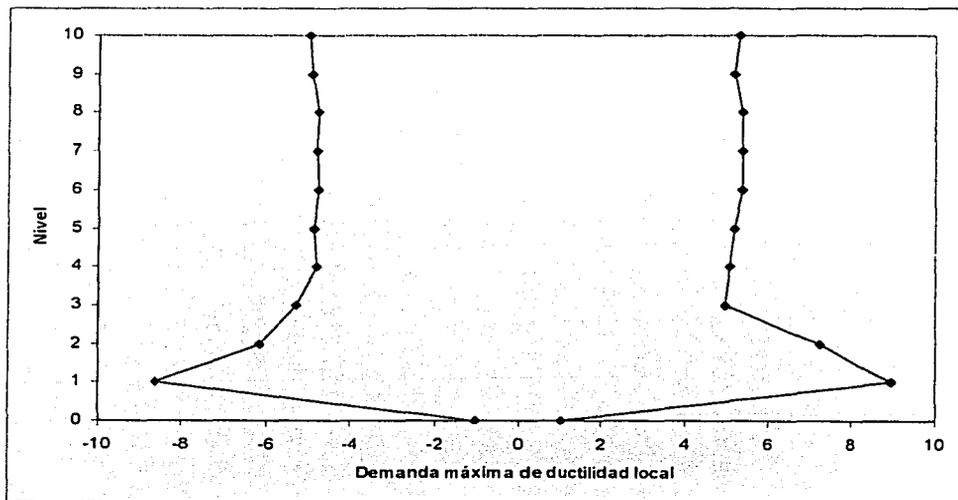


Fig 4.85. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje A, diseño con RDF-2002

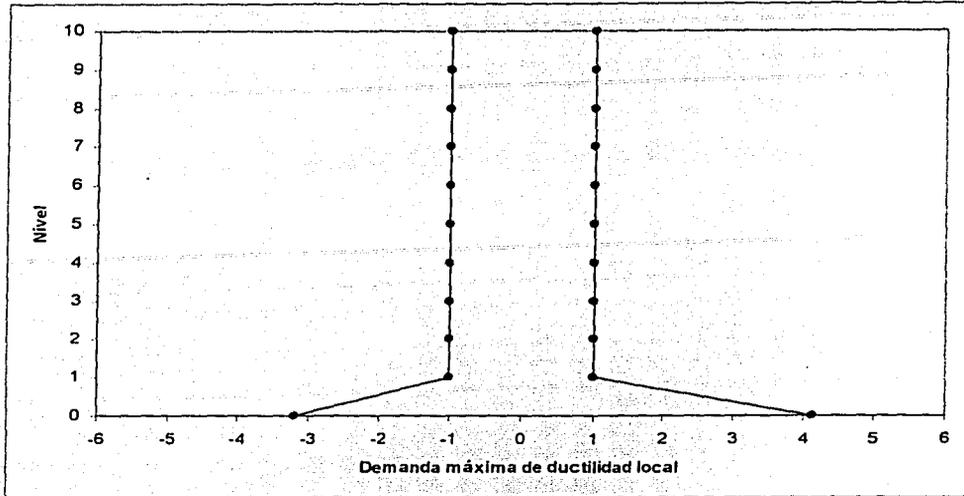


Fig 4.86. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje 2, diseño con RDF-93

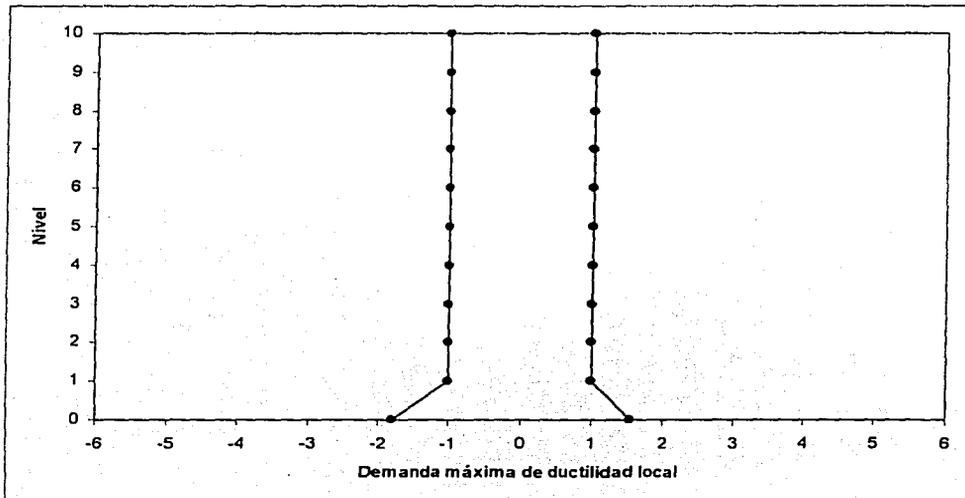


Fig 4.87. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje 2, diseño con RDF-2002

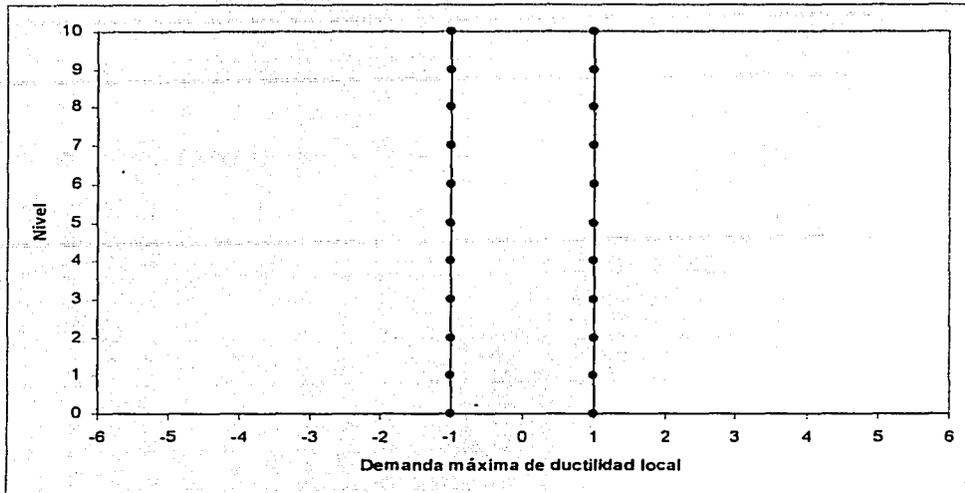


Fig 4.88. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje C, diseño con RDF-93

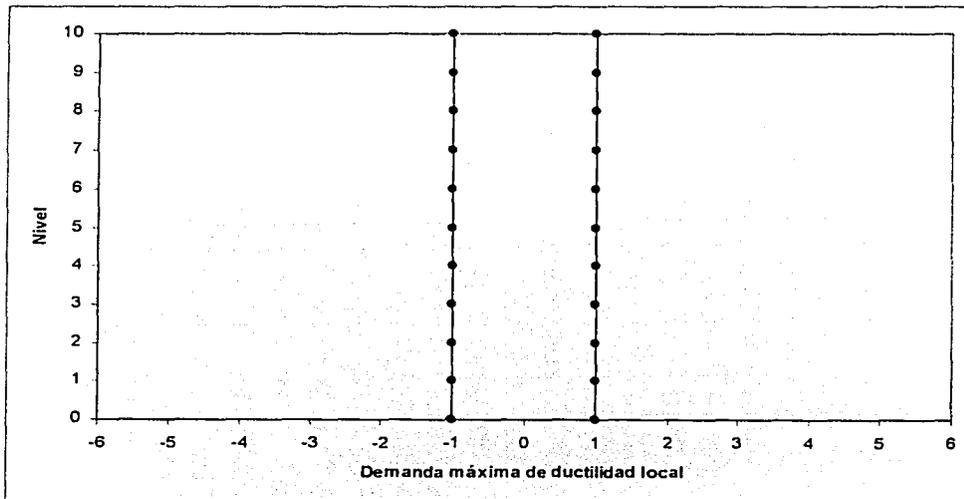


Fig 4.89. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas, eje C, diseño con RDF-2002

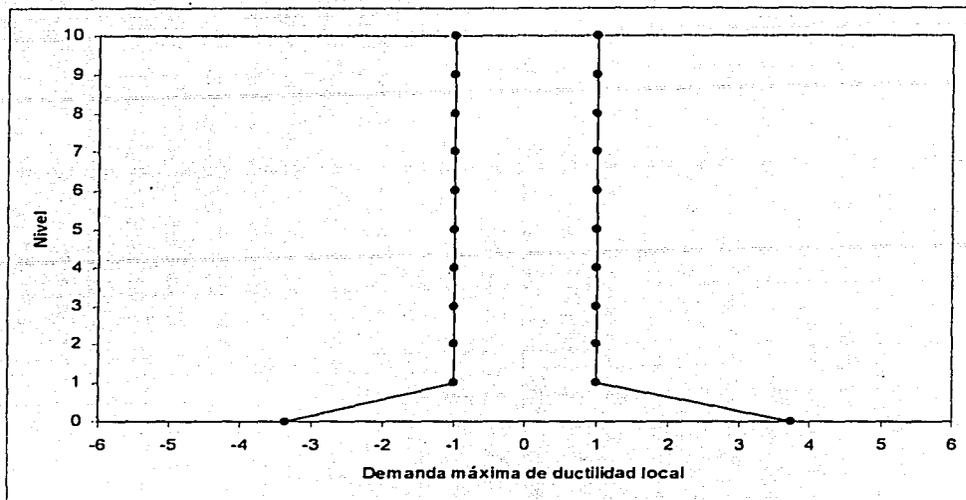


Fig 4.90. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros, eje A, diseño con RDF-93

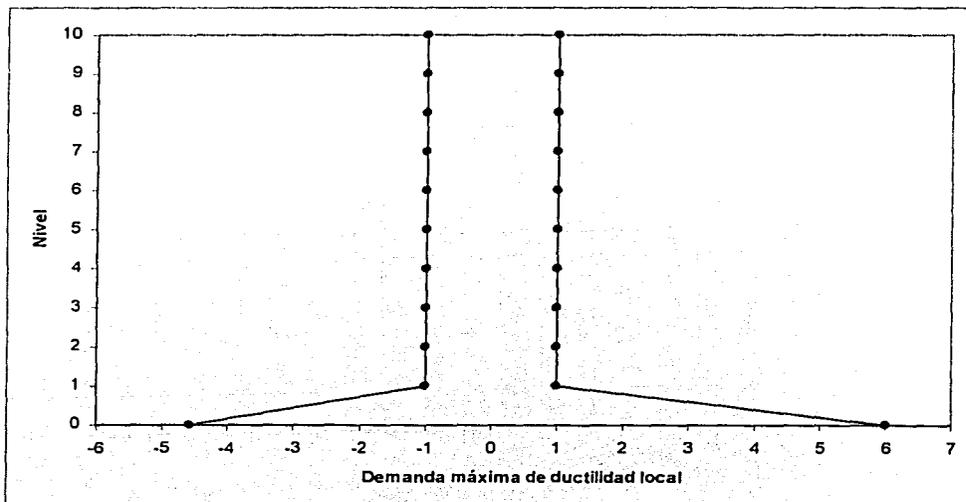


Fig 4.91. Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros, eje A, diseño con RDF-2002

V. Comparación de resultados

Después de diseñar el edificio de interés de acuerdo a las especificaciones del RDF-93 y RDF-2002, y haber determinado sus respuestas ante el acelerograma SCT-EW-85, en este capítulo se hacen algunas comparaciones al respecto.

La estructuración del edificio es con base en marcos planos de concreto reforzado en la dirección larga y con muros de concreto reforzado colados monolíticamente con las columnas en la dirección corta. Su uso para oficinas (grupo B) y suelo tipo III para el RDF-93, y suelo tipo III b para el RDF-2002.

El edificio se diseñó de acuerdo con los requisitos de marcos dúctiles, después de haber utilizado el factor de comportamiento sísmico $Q=3$; la revisión del estado límite de servicio se hizo limitando los desplazamientos horizontales relativos de entrepiso a los valores permisibles de 0.006 y 0.012 veces la altura de entrepiso para las direcciones corta y larga, respectivamente. Se tuvieron que realizar modificaciones en los diseños, ya que por requisitos de resistencia se excedía el porcentaje máximo de acero de refuerzo longitudinal en las columnas.

Los análisis sísmicos de tipo estático se efectuaron para determinar las rigideces de entrepiso en ambas direcciones, tanto global como para cada eje estructural de interés. Todos los análisis, para fines de diseño, se realizaron con el ETABS. Para el diseño se efectuó un análisis sísmico dinámico modal espectral.

Para determinar las respuestas de las estructuras en el rango no lineal se realizaron análisis sísmicos dinámicos paso a paso con el programa DRAIN-2DX, utilizando el acelerograma SCT-EW-85.

V.1 Análisis sísmicos elásticos de diseño

V.1.1 Dimensiones

Después de satisfacer el estado límite de servicio (desplazamientos laterales) se determinó un juego de dimensiones de los diferentes miembros estructurales; fue necesario, posteriormente, modificar dichas dimensiones para cumplir con el estado límite de resistencia. Las dimensiones del diseño con RDF-2002 son ligeramente mayores que las del caso del diseño con RDF-93 (ver tablas 5.1 a 5.3).

Tabla 5.1. Comparación de las dimensiones de columnas con los diseños de RDF-93 y RDF-2002

Entrepiso	RDF - 93	RDF - 2002
N6 a N10	60 x 60	60 x 60
N2 a N6	75 x 60	80 x 60
CIM a N2	95 x 60	100 x 60

Dimensiones en centímetros

Tabla 5.2. Comparación de las dimensiones de vigas con los diseños de RDF-93 y RDF-2002

Vigas	RDF - 93	RDF - 2002
Principales dir X	75 x 40	80 x 40
Principales dir y	65 x 35	65 x 35
Secundarias	65 x 35	65 x 35

Dimensiones en centímetros

Tabla 5.3. Comparación de los espesores de muros entre los diseños con RDF-93 y con RDF-2002

Entrepiso	RDF - 93	RDF - 2002
N6 a N10	15	15
N2 a N6	25	25
CIM a N2	30	30

Dimensiones en centímetros

V.1.2 Periodos de vibración

La tabla 5.4 compara los primeros tres periodos de vibración de las direcciones X, Y y torsión (θ), diseño con ambos Reglamentos; en los dos casos los periodos de la dirección larga del edificio, estructurada con base en marcos, son mayores que los periodos de la dirección corta, debido a la presencia de los muros que existen en esa dirección.

Tabla 5.4. Comparación de periodos de vibración con los diseños de RDF-93 y RDF-2002

Periodo	RDF-93	RDF-2002	RDF-93	RDF-2002	RDF-93	RDF-2002
	X	X	Y	Y	θ	θ
T1	1.489	1.365	0.923	0.917	0.669	0.658
T2	0.502	0.466	0.226	0.226	0.161	0.160
T3	0.285	0.264	0.104	0.104	0.074	0.074

Resultados en segundos

Los periodos son escasamente menores en el caso del diseño con RDF-2002; la estructura diseñada con el RDF-93 es mas flexible que con RDF-2002, congruente con lo observado en las dimensiones. La fig 5.1 muestra la ubicación de los periodos fundamentales de vibración del edificio en ambas direcciones con respecto de los espectros de respuesta elástica e inelástica del registro SCT-EW-85; con base en esta figura se puede explicar el porqué de los resultados obtenidos en este trabajo. Es de esperarse mayor respuesta para la dirección X.

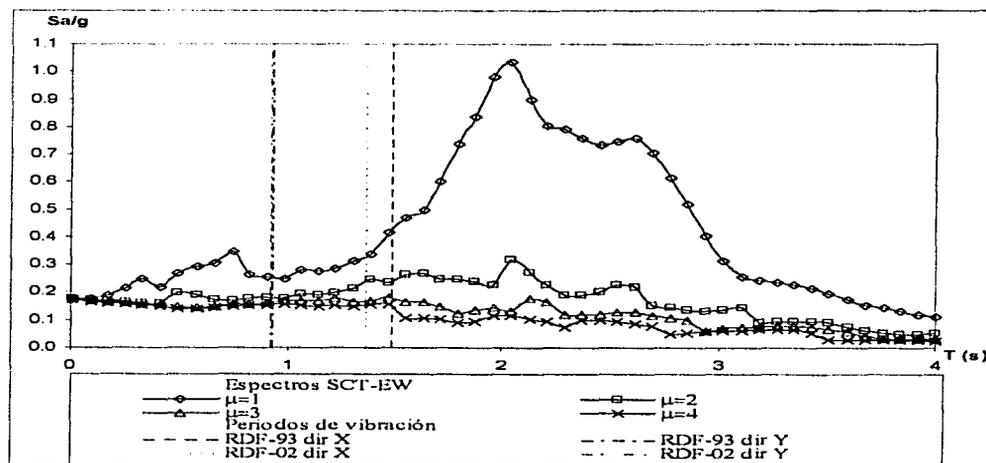


Fig 5.1. Ubicación de los periodos fundamentales de vibración, ambas direcciones, en los espectros de respuesta elástico e inelástico del acelerograma SCT-EW-85

V.1.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 5.2 y 5.3 comparan los desplazamientos horizontales máximos de los análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico modal espectral, ambas direcciones y Reglamentos, respectivamente.

Son menores los desplazamientos obtenidos con el análisis modal; el comportamiento global es similar para ambos Reglamentos, independientemente del tipo de análisis. Son mayores los desplazamientos en la dirección X del diseño con RDF-93; para el sismo en la dirección Y son mayores los desplazamientos del diseño con RDF-2002. Se corrobora que el edificio ante el sismo en la dirección X se comporta como viga de cortante, y para la dirección Y como viga de flexión.

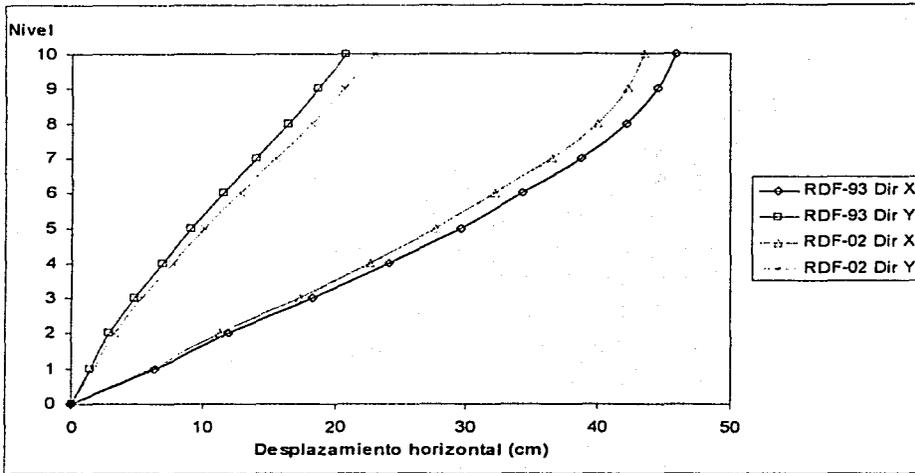


Fig 5.2. Desplazamientos horizontales máximos totales, análisis sísmico estático

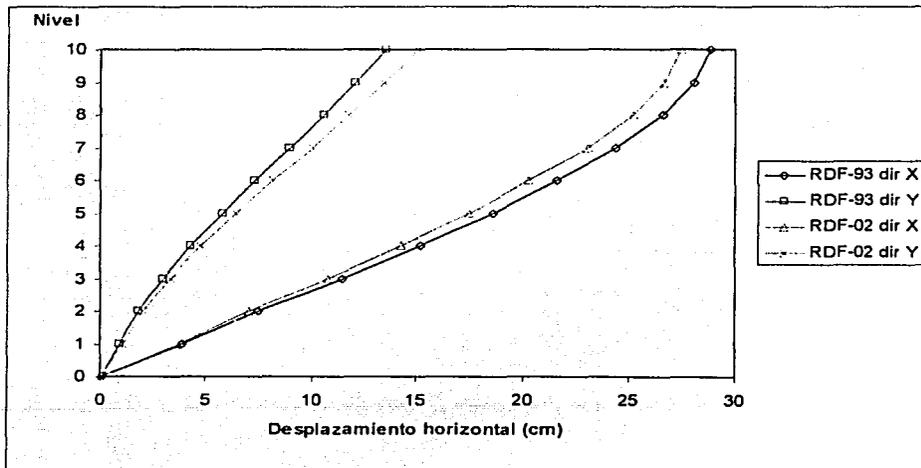


Fig 5.3. Desplazamientos horizontales máximos totales, análisis sísmico dinámico modal espectral

V.1.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Al comparar las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico estático y dinámico modal espectral, ambos Reglamentos (ver figs 5.4 y 5.5), se presenta un comportamiento similar al observado anteriormente para los desplazamientos laterales máximos.

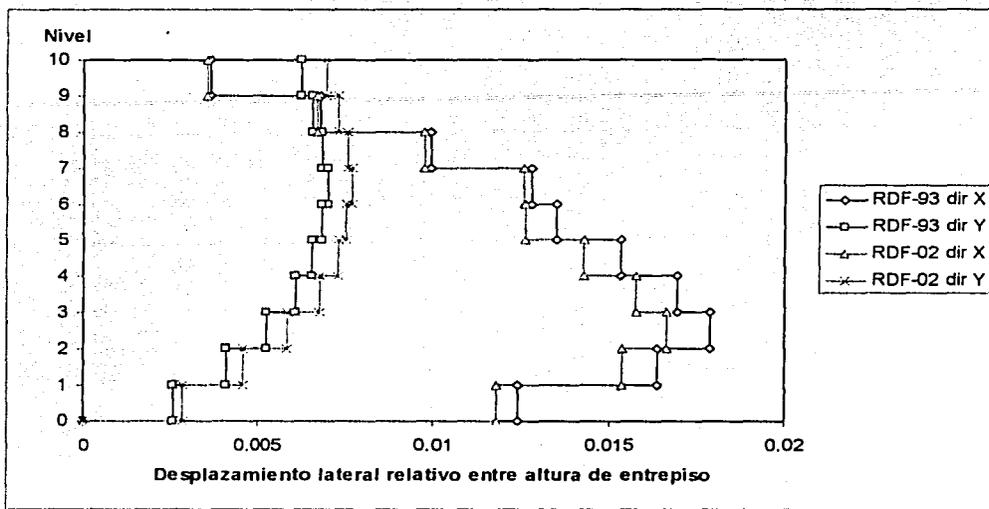


Fig 5.4. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, análisis sísmico estático

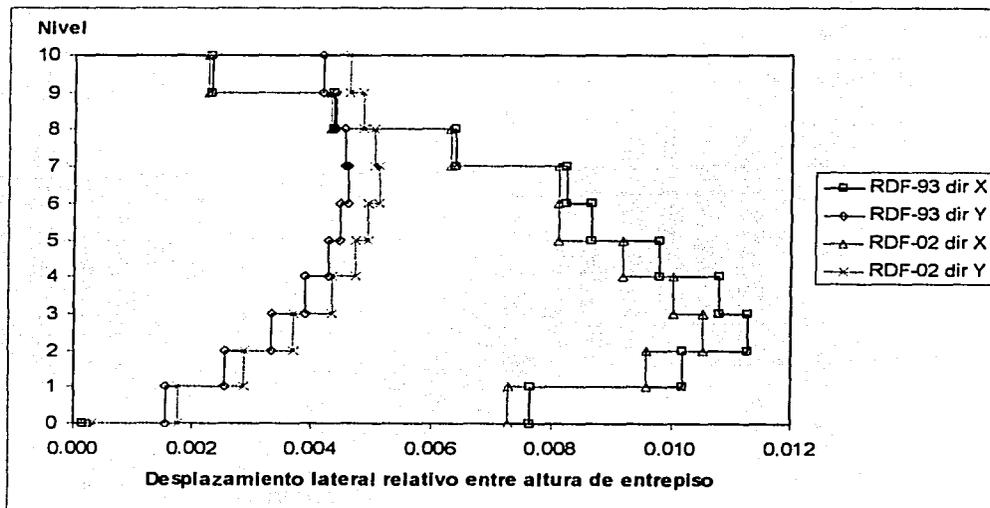


Fig 5.5. Desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, análisis sísmico dinámico modal espectral

V.1.5. Elementos mecánicos últimos

Las figs 5.6 a 5.12 comparan los elementos mecánicos últimos de algunas vigas de los niveles N1, N6 y N10, columnas de los entresijos PB-N1, N5-N6 y N9-N10, ambos Reglamentos; en vigas se presentan momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y para columnas los momentos flexionantes y fuerzas cortantes de ambas direcciones, así como la carga axial última. Todos estos resultados fueron seleccionados de la combinación crítica de cargas de los análisis estructurales realizados.

Las acciones internas últimas son ligeramente superiores en el caso del edificio diseñado con el RDF-2002, ya que las ordenadas del espectro de diseño de la zona III b son mayores con respecto de la zona III.

En general, las vigas de la dirección larga (viga 9) tienen los elementos mecánicos factorizados mayores en los niveles inferiores, pero no así en las vigas que forman parte de los ejes en la dirección corta, los cuales tienen una amplitud más parecida con respecto de la altura.

Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -
Vu	Vu	Vu	Vu	Vu	Vu
Mu +	Mu +	Mu +	Mu +	Mu +	Mu +
-97.86	-85.17	-32.46	-32.46	-35.67	-25.60
31.72	28.98	15.11	15.11	20.75	17.27
49.66	60.28	11.71	11.71	0.00	0.00
Viga 9, diseño con RDF-93		Viga 31-32, diseño con RDF-93		Viga 41-42, diseño con RDF-93	
-109.81	-95.10	-34.82	-34.82	-37.18	-27.36
31.52	34.71	15.89	15.89	21.29	17.92
59.35	71.77	14.09	14.09	0.00	0.21
Viga 9, diseño con RDF-2002		Viga 31-32, diseño con RDF-2002		Viga 41-42, diseño con RDF-2002	

Fig 5.6. Elementos mecánicos últimos en los extremos de vigas, nivel N1

Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -
Vu	Vu	Vu	Vu	Vu	Vu
Mu +	Mu +	Mu +	Mu +	Mu +	Mu +
-88.62	-61.16	-59.81	-59.81	-54.61	-31.88
29.68	23.34	24.40	24.40	27.77	19.78
25.24	52.47	38.64	38.64	0.00	16.53
Viga 9, diseño con RDF-93		Viga 31-32, diseño con RDF-93		Viga 41-42, diseño con RDF-93	
-99.16	-67.88	-65.00	-65.00	-57.30	-35.27
32.36	25.09	26.14	26.14	28.73	21.04
31.73	62.97	43.89	43.89	0.00	19.16
Viga 9, diseño con RDF-2002		Viga 31-32, diseño con RDF-2002		Viga 41-42, diseño con RDF-2002	

Fig 5.7. Elementos mecánicos últimos en los extremos de vigas, nivel N6

V. Comparación de resultados

Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -	Mu -
Vu	Vu	Mu +	Mu +	Mu +	Mu +
-33.43	-12.76	-54.95	-54.95	-42.90	-21.11
16.95	10.83	22.14	22.14	22.23	14.80
0.00	7.72	37.31	37.31	0.00	11.77
Viga 9, diseño con RDF-93		Viga 31-32, diseño con RDF-93		Viga 41-42, diseño con RDF-93	
-35.21	-13.15	-60.01	-60.01	-44.60	-23.41
17.48	11.19	23.84	23.84	22.82	15.69
0.00	10.27	42.45	42.45	0.00	13.34
Viga 9, diseño con RDF-2002		Viga 31-32, diseño con RDF-2002		Viga 41-42, diseño con RDF-2002	

Fig 5.8. Elementos mecánicos últimos en los extremos de vigas, nivel N10

Mu _M	Mu _m	Pu	Vu	Mu _M	Mu _m	Pu	Vu				
1.24	2.23	701.92		16.73	8.70	461.42		0.00	2.36	710.77	
-50.21	-4.93			-58.88	-6.96			-50.53	-4.92		
164.19	5.34	568.33		194.49	11.72	407.25		164.51	5.35	559.78	
Columna C10, diseño con RDF-93				Columna C15, diseño con RDF-93				Columna C17, diseño con RDF-93			
1.64	2.15	707.77		19.27	8.54	475.26		0.00	2.29	719.12	
-57.66	-5.53			-66.95	-7.37			-58.02	-5.52		
184.88	5.90	578.27		217.01	12.21	414.39		185.16	5.91	566.39	
Columna C10, diseño con RDF-2002				Columna C15, diseño con RDF-2002				Columna C17, diseño con RDF-2002			

Fig 5.9. Elementos mecánicos últimos en los extremos de columnas, entrepiso PB-N1

V.2 Análisis inelásticos paso a paso

V.2.1. Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas máximas de ductilidad global

Las figs 5.12 a 5.14 presentan las comparaciones de las envolventes de desplazamientos laterales de los ejes 2, C y A, respectivamente, comportamientos elástico e inelástico, diseños con ambos Reglamentos. Las respuestas máximas de los ejes 2 y C, ambos comportamientos, de los dos tipos de diseño (RDF-93 y RDF-2002) son similares con respecto de la altura; en el eje A se tienen diferencias mayores debido a que es el eje estructural con mayores deformaciones inelásticas. Lo anterior concuerda con los resultados de las demandas máximas de ductilidad global desarrolladas por cada eje estructural en estudio (ver tabla 4.12).

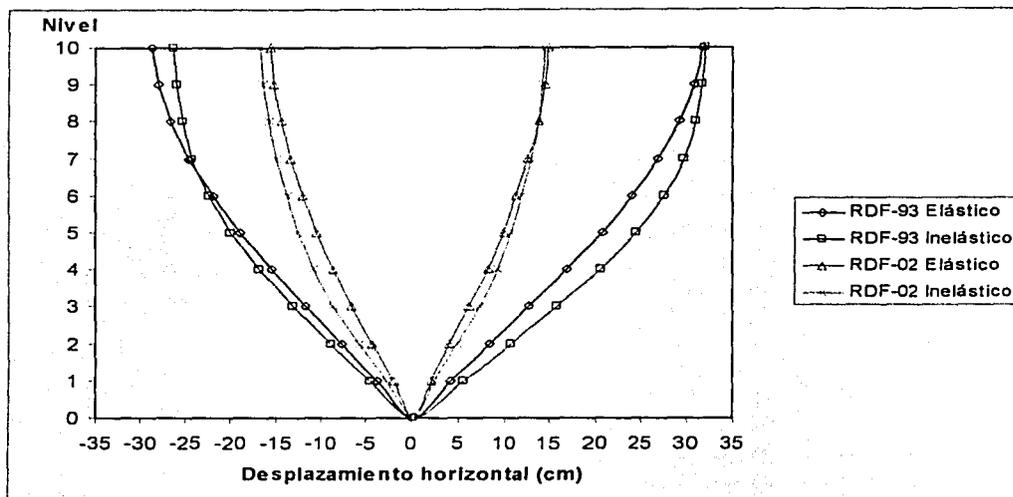


Fig 5.12. Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales, eje 2

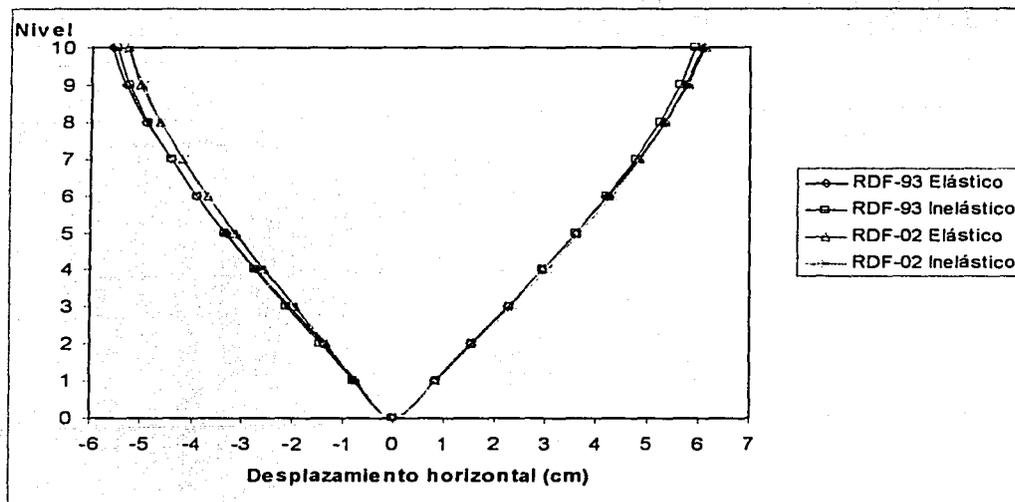


Fig 5.13. Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales, eje C

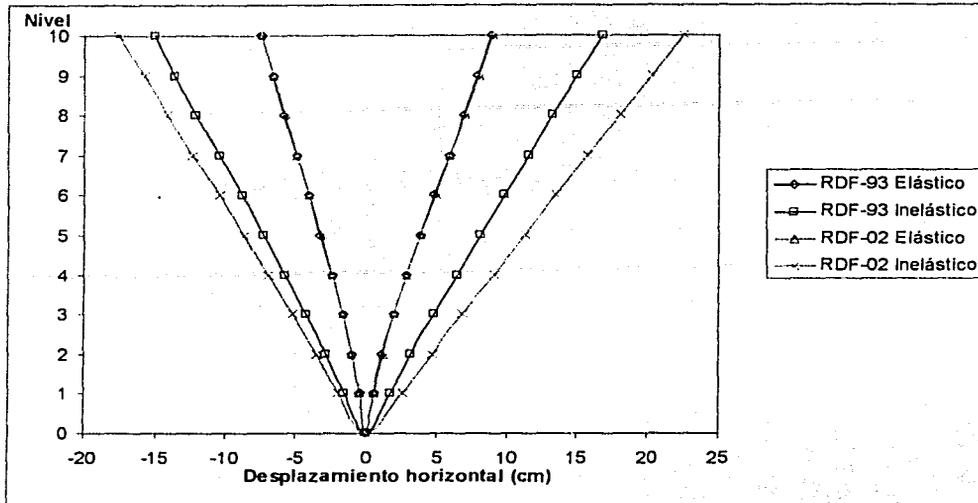


Fig 5.14. Comparación de desplazamientos horizontales máximos totales, eje A

V.2.2. Relaciones desplazamientos lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 5.15 a 5.17 tienen las comparaciones correspondientes para ese tipo de respuesta de los ejes estructurales 2, C y A, ambos reglamentos; las diferencias son similares a lo observado en la respuesta anterior.

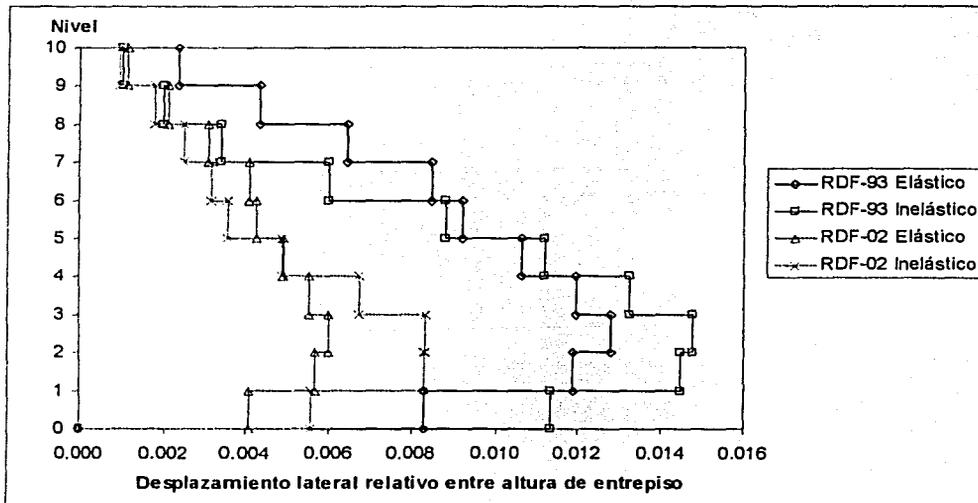


Fig 5.15. Comparación de desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje 2

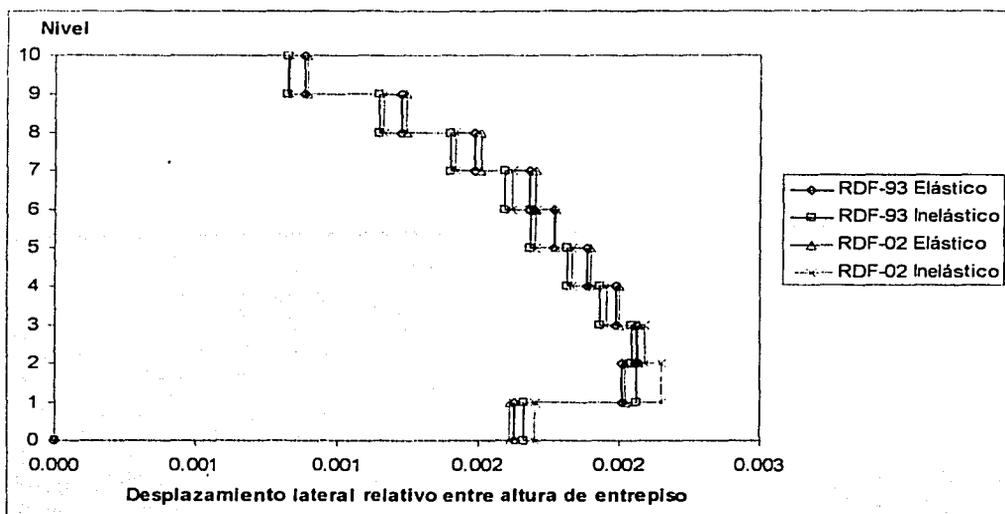


Fig 5.16. Comparación de desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje C

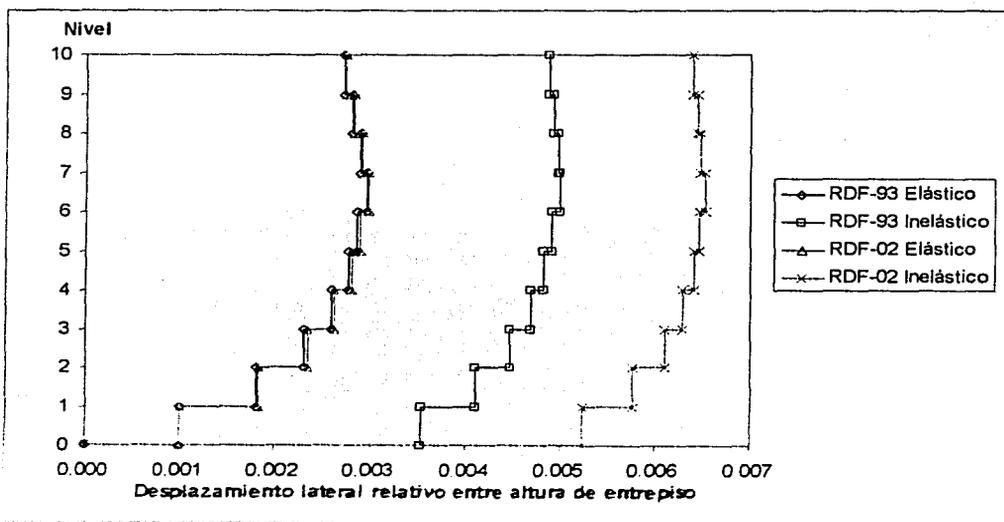


Fig 5.17. Comparación de desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, eje A

V.2.3. Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea

Al comparar los resultados elásticos del eje largo analizado (eje 2, figs 4.32 y 4.34), se observa que con el diseño con RDF-2002 se tiene una mayor rigidez lateral, pudiéndose determinar ésta por la mayor inclinación de los puntos que conforman la respuesta en la figura correspondiente. Al comparar los casos elástico e inelástico (figs 4.32 y 4.33), se presentan grandes variaciones en el diseño con RDF-93 y no así con el diseño RDF-2002 (figs 4.34 y 4.35), debido a que se tiene mayor comportamiento inelástico en el primer caso.

El eje intermedio de la dirección corta (eje C, figs 4.36 a 4.39) también presenta una mayor rigidez lateral cuando se diseña con el RDF-2002; en ninguno de los dos casos se tiene un comportamiento inelástico significativo, lo que denota la fuerte influencia de los muros de los ejes exteriores sobre los ejes interiores.

El eje A (figs 4.40 a 4.43) presenta una rigidez lateral ligeramente mayor con el diseño RDF-2002; existen variaciones significativas entre los resultados elásticos e inelásticos, lo que indica la presencia de grandes deformaciones en el rango no-lineal; este eje (diseños con RDF-93 y RDF-2002) está sujeto a un trabajo mucho mayor en el rango plástico que los ejes intermedios, en especial con respecto del eje C.

V.2.4. Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales tipo

Las vigas que corresponden al eje largo (eje 2, figs 4.44 y 4.45), ambos Reglamentos, presentan momentos flexionantes mayores que las vigas que forman parte de los ejes cortos; en el caso de los análisis inelásticos con el diseño del RDF-93, las vigas presentan bastantes ciclos en que se alcanza la fluencia; en el caso del diseño con el RDF-2002 tan solo se tiene fluencia en tres o cuatro ciclos, y de manera muy ligera.

Las vigas de los ejes C y A (figs 4.46 a 4.49) presentan poca incursión en el rango inelástico; se tienen pocos ciclos en que el momento actuante alcanza al de fluencia; nuevamente, el eje C está sujeto a menores solicitaciones; en el eje A los muros se encargan de absorber la gran mayoría de las acciones internas, debido a su gran rigidez lateral.

En lo que respecta a las historias de fuerzas cortantes actuantes en las vigas (figs 4.50 a 4.55), todas se encuentran por debajo de la resistencia de diseño. En los ejes cortos casi no existe diferencia entre el diseño con un Reglamento u otro; en el caso del eje largo, el comportamiento del caso elástico e inelástico del diseño con el RDF-93 presenta marcadas diferencias, y no así el diseño con el RDF-2002, donde las historias son similares.

La columna tipo seleccionada para revisar el eje 2 no presenta gran variación en su comportamiento, considerando los dos diseños con RDF-93 y RDF-2002; si acaso se tiene una ligera mayor variación de los valores del segundo caso; varios ciclos se acercan al nivel de fluencia del diagrama de interacción que determina la resistencia de la columna a la falla (figs 4.56 a 4.59).

La columna tipo seleccionada del eje interior C, no está sujeta a combinaciones momento flexionante-carga axial que se acerquen a la resistencia.

Al igual que las vigas, las columnas se encuentran bajo fuerzas cortantes actuantes menores que los valores de diseño; más del lado de la seguridad en el caso de la columna del eje C, debido a que la separación de estribos que rigió fue la requerida por confinamiento del núcleo de concreto (figs 4.60 a 4.63).

V.2.5. Demandas máximas de ductilidad local

Las vigas del eje 2 (figs 4.68 y 4.69) presentan una gran variación de las demandas desarrolladas de ductilidad local entre los diseños con RDF-93 y RDF-2002; en el primer caso se tienen demandas de ductilidad de hasta 8, en repetidos ciclos; en el segundo caso, las demandas de ductilidad no sobrepasan un valor de 3, con poco ciclos.

Las vigas del eje C (figs 4.70 y 4.71) muestran demandas pequeñas de ductilidad, similares para los diseños con los dos Reglamentos utilizados.

Las vigas del eje A (figs 4.72 y 4.73) tienen respuestas ligeramente mayores para el caso del diseño con el RDF-2002.

V.2.6. Distribución global de rótulas plásticas

El eje 2, diseño con RDF-93, presenta articulaciones plásticas en la mayoría de los extremos de las vigas, excepto unas cuantas de los niveles superiores y crujías extremas; con el diseño del RDF-2002, la mayoría de las vigas se articulan en sus extremos, pero en los niveles superiores sólo se presentan en las crujías extremas del marco. Para ambos Reglamentos se articulan los extremos inferiores de las columnas del entrepiso PB-N1.

Al comparar los diseños con RDF-93 y RDF-2002 del eje C, la distribución de las rótulas plásticas es similar en los dos casos; se concentran en los extremos de las vigas de los dos niveles inferiores, ninguna en las columnas.

En el eje A se presenta un comportamiento idéntico, independientemente del tipo de Reglamento; esto es, se articulan todas las vigas en sus extremos, y los extremos inferiores de los dos muros del primer entrepiso.

VI. Conclusiones y recomendaciones

VI.1. Conclusiones

En el presente trabajo se diseñó un edificio de concreto reforzado de 10 niveles, cimentado con un cajón de cimentación y sobre pilotes de punta. El edificio tiene una planta de 36 x 18 m, con cuatro claros de 9 m en la dirección larga y tres claros de 6 m en la dirección corta; su estructuración es con marcos en la dirección longitudinal, y en la dirección transversal con muros de concreto reforzado colados monolíticamente con las columnas en los ejes de los extremos, y ejes interiores con marcos.

El edificio es de oficinas, por lo que es una estructura del grupo B; se diseñó de acuerdo con dos Reglamentos: el vigente en la ciudad de México (RDF-93), y el propuesto RDF-2002; en ambos casos se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$.

De acuerdo con la zonificación sísmica del Reglamento todavía vigente, la estructura está ubicada en la zona III (compresible), y según la nueva zonificación que se propone para el RDF-2002, el edificio estaría en la zona III b.

Para ambos tipos de Reglamentos se realizó un análisis sísmico estático para fines comparativos, pero el diseño de los elementos estructurales se hizo con un análisis dinámico modal espectral, así como también la revisión del estado límite de servicio, limitando los desplazamientos laterales relativos de entrepiso a los valores permisibles fijados en el Reglamento de 0.006 y 0.012 veces la altura de entrepiso, dependiendo de la dirección analizada.

Al hacer la revisión del estado límite de falla se pudieron definir las dimensiones finales de los elementos que forman la estructura; algunos elementos estructurales tuvieron que ser aumentados, tal que los desplazamientos laterales relativos de entrepiso finales se redujeron con respecto del límite permisible.

Después de determinar las dimensiones y las cantidades de refuerzo se pudo realizar un análisis sísmico dinámico paso a paso de ciertos eje seleccionados, con el registro de aceleraciones de la estación SCT, componente EW, del sismo del 19 de septiembre de 1985, para revisar el comportamiento elástico e inelástico de dichos ejes.

Las dimensiones de los elementos estructurales son ligeramente mayores cuando se diseña con el RDF-2002; estas diferencias son de apenas un 5% en las columnas de niveles inferiores y de un 6% en las vigas principales de la dirección longitudinal del edificio; las vigas secundarias y las principales en la dirección transversal del edificio son iguales en los dos casos; los muros también tienen el mismo espesor en los niveles correspondientes de cada caso de diseño con los distintos Reglamentos.

La rigidez total de entrepiso en la dirección corta (dirección Y) del edificio, es decreciente con la altura, pero en la dirección longitudinal (dirección X), la rigidez total de entrepiso es relativamente uniforme; al comparar las rigideces de entrepiso de las dos direcciones, se observa la gran rigidez que aportan los muros, motivando incluso que los ejes centrales en su misma dirección trabajen prácticamente nada ante los efectos laterales originados por el sismo.

El edificio diseñado con el RDF-2002 posee una mayor rigidez lateral, tal que sus periodos de vibración son ligeramente menores que los del edificio diseñado con el RDF-93.

Los desplazamientos horizontales máximos totales en la dirección larga del edificio son mayores para el caso del diseño con RDF-93; para la dirección corta, los desplazamientos son mayores para el diseño con el RDF-2002.

Algo similar ocurre al observar la respuesta de los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de ambos diseños; para cada tipo de Reglamento, las diferencias entre las direcciones larga y corta son significativas. Los valores máximos de la dirección longitudinal son de 0.0113 y 0.0105 para RDF-93 y

VI. Conclusiones y recomendaciones

RDF-2002, respectivamente, contra el valor límite de 0.012; en la dirección corta los máximos son 0.0046 y 0.0051, y el límite permisible es de 0.006.

Los elementos mecánicos de diseño son ligeramente mayores en el caso del diseño con el RDF-2002.

Como resultado del análisis inelástico paso a paso, los desplazamientos totales máximos del eje C (eje central, dirección corta) son muy parecidos, sin importar el caso; para el eje A se observan mayores desplazamientos laterales con el RDF-2002. Los desplazamientos horizontales máximos totales del eje 2 son ligeramente mayores con el RDF-93.

Al igual que los desplazamientos horizontales máximos totales, las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso presentan un comportamiento similar en cada uno de los ejes con respecto de ambos diseños, RDF-93 y RDF-2002.

Las historias de los elementos mecánicos son, en general, mayores para el diseño con RDF-93; en lo que respecta a los momentos flexionantes en vigas, depende del tipo de eje analizado, éstas llegan a la fluencia en una o en varias ocasiones, con mayor incursión en el rango inelástico en el diseño con el RDF-93.

Al comparar las fuerzas cortantes actuantes en las vigas contra las resistencias disponibles, se tiene una gran reserva de resistencia ante este tipo de acción.

Los elementos mecánicos actuantes de las columnas son, en general, mayores en el diseño con el RDF-93; las fuerzas cortantes actuantes siempre son menores que la resistencia disponible.

Las vigas de los ejes largos diseñados con el RDF-93 se ven más exigidas localmente; en general, las demandas máximas de ductilidad local de las vigas de los diferentes niveles son mayores que las de los mismos ejes diseñados con el RDF-2002. Sucede algo similar con las vigas del eje central, pero diferente con las vigas del eje A, donde las demandas máximas de ductilidad local de las vigas en cada nivel son ligeramente mayores en el diseño con RDF-2002.

Con el diseño de ambos Reglamentos se observa que las tendencias del mecanismo de falla que se llegan a presentar es el de "viga débil - columna fuerte", que es el tipo de mecanismo que permite alcanzar mayores ductilidades y mayor disipación de energía sísmica en una estructura.

Al diseñar con el RDF-2002 se logra una estructura con mayor rigidez lateral, y que la mayoría de las vigas se vean menos demandadas de rotaciones plásticas. En las vigas del eje A, estructurado con muros de concreto, se tienen demandas de ductilidad mayores, debido al mayor contraste entre las rigideces de los muros y las vigas.

Las columnas de la estructura diseñada con el RDF-2002 también tuvieron un mejor comportamiento ante el sismo; los muros del entrepiso inferior presentan una ligera mayor demanda de ductilidad en comparación con los del diseño con RDF-93.

Las respuestas inelásticas de cada eje estructural analizado paso a paso, después de haber satisfecho las condiciones de diseño de cada Reglamento, muestran comportamiento inelástico satisfactorio; esto es, de acuerdo a la amplitud de las respuestas no-lineales determinadas en este trabajo, bastaría con diseñar de acuerdo con sus recomendaciones.

VI.2. Recomendaciones

En lugares donde se detecten posibles problemas de amplificación sísmica, debido a las características especiales del suelo, tal como puede ocurrir en algunas zonas de la ciudad de México, se debe tener especial cuidado en el tipo de sistema sismorresistente que se elegirá para la estructura del edificio a construir.

Se debe buscar una adecuada combinación de resistencia, rigidez lateral, y ductilidad para lograr que la estructura se comporte de manera adecuada ante sismos moderados y severos; hay que tener un buen conocimiento de las características de la estructura a diseñar, así como su importancia y características del subsuelo sobre el cual se va a desplantar.

Es muy recomendable elegir estructuras simétricas y regulares en planta y en elevación; asimismo, conviene que las estructuras tengan más de una línea de defensa en cada dirección, así como también tengan mayor hiperestaticidad. Se debe tener cuidado en realizar estudios adicionales acerca del comportamiento de estructuras irregulares.

Además de elegir un buen sistema estructural, en cuanto al arreglo geométrico de la estructura y secciones, se debe proporcionar a éstas la resistencia adecuada para lograr que no se vayan a presentar fallas prematuras en elementos no deseados.

Se debe tener cuidado en respetar los requisitos de armado y detallado que indica cada Reglamento para satisfacer los requisitos de marcos dúctiles; también, se debe tener mucho cuidado con el diseño de las uniones de los distintos elementos estructurales, para que, en su conjunto, toda la estructura disipe una adecuada cantidad de energía sísmica.

Es conveniente realizar cuidadosamente el diseño de la cimentación y considerar los efectos de la interacción suelo – estructura, ya que pueden modificar de manera considerable las respuestas de la estructura ya sea de manera benéfica o perjudicial.

Referencias

1. Diario Oficial de la Federación, "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", DDF, México, DF (1993)
2. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RDF-93, Gaceta Oficial del DDF, México, DF (1993)
3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-93, Gaceta Oficial del DDF, México, DF (1993)
4. Manual de Análisis Sísmico de Edificios, DDF, México, DF (1989)
5. Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, México, DF (1993)
6. R Meli, "Diseño Estructural", Ed Limusa, México, DF (1994)
7. Bazan y Meli, "Diseño Sísmico de Edificios", Ed Limusa, México, DF (1998)
8. González Cuevas y Robles, "Aspectos fundamentales de Concreto Reforzado", Ed Limusa, México, DF (1995)
9. Park y Paulay, "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed Limusa, México, DF, (1999)
10. Habibulah, "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, ETABS", Computers and Structures Inc., California, USA (1996)
11. Prakash, Powell y Campbell, "DRAIN-2DX base program description and user guide", Univ de California, Berkeley, USA (1993)
12. González Priego Helio, "Respuesta sísmica inelástica de un edificio de 15 niveles sin y con muros de concreto", Tesis de licenciatura, FI, UNAM (1997)
13. R Meli y M Rodríguez, "Gráficas de interacción para diseño de columnas de concreto reforzado", Publicación 428, Instituto de Ingeniería, UNAM (1983)