



9
20j
01161

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

SEGURIDAD SISMICA DE MARCOS CON PISO
BAJO DEBIL DISEÑADOS CON EL RCDF-1976
Y CON EL RCDF-1993

EDUARDO RUIZ CASILLAS

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

DIRECTORA DE TESIS:
DRA. SONIA E. RUIZ GOMEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA 1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

15-354



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 está 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.

A mis padres Eduardo Ruiz y Blanca Casillas.

*Nuevamente, les agradezco todo el apoyo y estímulo
incondicional que me brindaron para que esta nueva
meta fijada se hiciera realidad, sus ejemplos y
muestras de amor, cariño y comprensión mostradas
hacia mí y a hacia mis hermanos son valores humanos
que siempre llevaré mi corazón, muchas gracias, los quiero...*

*A mi hija, Karen Natalia, quien ha
traído una nueva luz de esperanza y
felicidad en vida*

*A mi esposa Chary, gracias por
tu amor, paciencia y tolerancia que
me has brindado durante todo este
tiempo*

*A mis hermanos Lourdes y Adolfo por
el gran cariño que siempre nos ha unido*

*A mis sobrinas Joselyn, Jéssica y Angélica
a quienes también llevo siempre en mi corazón*

*A la familia Alvarez Pérez, con
cariño y aprecio a todos ustedes*

Nuevamente a Tapachula. Chiapas. 4

a toda su gente

A mis familiares

A mis compañeros y amigos

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	iii
RESUMEN	v
ABSTRACT.....	vi
INTRODUCCIÓN	1
1. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES ANALIZADOS.....	5
1.1 Marcos estructurales de veinticinco niveles ubicados en terreno blando.....	5
1.2 Marcos estructurales de cinco niveles ubicados en terreno de transición.....	15
2. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO SÍSMICO DEL RCDF-1976 Y DEL RCDF-1993..	23
2.1 Factores de comportamiento sísmico, coeficientes sísmicos y distorsiones de entrepiso de acuerdo al RCDF-1976 y al RCDF-1993.....	23
2.2 Espectros de diseño sísmico del RCDF-1976 y del RCDF-1993.....	26

3. CARACTERÍSTICAS DE LAS EXCITACIONES SÍSMICAS.....	28
3.1 Características de los movimientos sísmicos del terreno blando.....	28
3.2 Características de los movimientos sísmicos del terreno de transición.....	32
3.3 Curvas de tasas de excedencia	36
4. RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS.....	45
4.1 Análisis dinámico no-lineal de los marcos.....	45
4.2 Cargas vivas empleadas en el diseño y en el análisis no-lineal.....	46
4.3 Respuesta sísmica de los marcos localizados en terreno blando.....	49
4.4 Respuesta sísmica de los marcos localizados en terreno de transición.....	52
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	69
REFERENCIAS	73
APÉNDICE A	78
APÉNDICE B	86
APÉNDICE C	93
AGRADECIMIENTOS	97

ÍNDICE DE FIGURAS

1. Diagrama momento–curvatura de una columna con carga axial y sin esta	2
2. Posible mecanismo de falla de un marco con planta baja débil	3
1.1 Marcos ubicados sobre terreno blando	6
1.2 Rigideces de entrepiso de los marcos ubicados sobre terreno blando	13
1.3 Marcos ubicados sobre terreno de transición	16
1.4 Rigideces de entrepiso de los marcos ubicados sobre terreno de transición	20
1.5 Diagrama de interacción momento–carga axial tipo de una columna	22
2.1 Espectros de diseño para terreno blando del Distrito Federal	26
2.2 Espectros de diseño para terreno de transición del Distrito Federal	27
3.1 Acelerograma del sismo registrado en la estación SCT, componente E–W	29
3.2 Curvas de intensidad de Arias de los registros simulados AX120 y AX121	29
3.3 Acelerogramas generados a partir del sismo de SCT–EW en terreno blando	30
3.4 Espectros de respuesta correspondientes a terreno blando. Estación SCT	31
3.5 Acelerogramas de los sismos registrados en la estación Viveros	33
3.6 Acelerogramas generados a partir del sismo S3V en terreno de transición	34

3.7	Espectros de respuesta correspondientes a terreno de transición. Estación Viveros	35
3.8	Curva intensidad–tasa media de excedencia para terreno firme en el Distrito Federal	36
3.9	Espectros de respuesta de los sismos simulados en terreno de transición	41
3.10	Espectros de respuesta de seis sismos simulados (terreno de transición)	41
3.11	Espectros de respuesta escalados correspondiente a la estación Viveros	42
3.12	Espectros de respuesta escalados en terreno blando, SCT–EW y simulados	43
3.13	Espectros de respuesta escalados correspondientes a la estación SCT	43
4.1	Desplazamiento máximos respecto a la base de los marcos localizados en terreno blando	50
4.2	Rotaciones plásticas en los marcos, en radianes	51
4.3	Desplazamientos máximos de los marcos ante sismos reales, estación Viveros	53
4.4a	Marcos sin articulaciones plásticas en sus elementos (trabes de 35 × 70 cm)	57
4.4b	Marcos sin articulaciones plásticas en sus elementos (trabes de 30 × 60 cm)	57
4.5a	Articulaciones plásticas en los marcos con trabes de 35 × 70 cm	58
4.5b	Articulaciones plásticas en los marcos con trabes de 30 × 60 cm	58
4.5c	Articulaciones plásticas en los marcos con trabes de 25 × 50 cm	58
4.6	Anclaje entre la trabe del primer nivel y los muros	60
4.7	Modelados del elemento muro y grados de libertad en el DRAIN–2DX	60
4.8	Marco con muros de concreto, RCDF–1976, Q=2	62
4.9	Marco con muros de tabique de barro, RCDF–1976, Q=2	63
4.10	Marco con muros de tabique hueco, RCDF–1976, Q=1.5	63
4.11	Diagrama momento–curvatura tipo de una trabe	64
4.12	Elemento en curvatura doble simétrica	66
c.1	Curva esfuerzo–deformación típica en barras de acero de refuerzo	95

RESUMEN

Se analiza la influencia de un piso bajo débil en la respuesta sísmica de marcos de edificios de cinco y de veinticinco niveles de concreto reforzado ubicados en suelo de transición y en suelo blando del Distrito Federal, respectivamente. Se comparan las respuestas de estos marcos diseñados de acuerdo con los lineamientos de las versiones 1976 y 1993 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).

Los marcos analizados tienen en sus pisos superiores rigidez y resistencia lateral excesiva respecto al primero debido a la presencia de muros confinados o no confinados. Ambos grupos de estructuras se excitan con familias de temblores simulados y otros registrados en el sitio. Todos los movimientos sísmicos se escalan de tal forma que sus ordenadas espectrales máximas de aceleración tengan un período de recurrencia de 100 años. Para ambos grupos de estructuras se analizan sus posibles mecanismos de falla y se proporcionan algunas recomendaciones para el diseño sísmico de edificios que cuentan con planta baja débil, de modo que resulten estructuras confiables.

ABSTRACT

An analysis is presented of the influence of a soft first story in the seismic response of two groups of reinforced concrete building frames, five and twenty-five stories high. They are assumed to be located in the transition and soft-soil areas of Mexico City, respectively. Their seismic responses are compared for two alternate design criteria: those included in Mexico City building codes of 1976 and 1993.

The frames analyzed have confined or unconfined walls at all the stories above the first one. Story strengths vary along the building. Both groups are excited with an ensemble of accelerograms, including both records obtained on site and simulated. All seismic motions are scaled so as to obtain peak spectral accelerations corresponding to a return interval of one hundred years. Possible failure mechanisms are described, and design suggestions for the type of system studied are presented.

INTRODUCCIÓN

Es común encontrar edificios con planta baja débil en donde la resistencia y rigidez ante cargas laterales se concentra en mayor proporción en los pisos superiores, dejando las columnas del primer piso en una situación vulnerable ante una sollicitación sísmica intensa. Este tipo de edificios frecuentemente presenta un mecanismo de falla frágil en el primer piso debido a que la disipación de energía se concentra en las columnas con poca capacidad de deformación dúctil por estar sujetas a una elevada carga axial (*Park, R. y Paulay, T., 1990*). Obviamente este mecanismo de falla es indeseable. La filosofía actual de diseño recomienda que se forme un mecanismo de falla de tipo dúctil y se presenten las articulaciones plásticas preferentemente en las trabes, por tener mayor capacidad de deformación al no estar sujetas a cargas axiales elevadas como sucede en el caso de las columnas.

Lo anterior se explica mediante la figura 1 en donde se tiene el diagrama momento-curvatura de una columna de concreto reforzado. Se observa en la gráfica que cuando la columna no tiene una carga axial de compresión (línea gruesa), la

capacidad de deformación de ésta es grande después que incursiona en el intervalo inelástico. Cuando a la misma columna se le somete a un nivel de carga axial de compresión (línea delgada), la capacidad a flexión es mayor antes de llegar al intervalo inelástico que cuando no se tiene dicha carga, sin embargo, la capacidad de deformación se reduce. Por lo tanto, las traveses tienen una capacidad de deformación mayor respecto a la de las columnas, debido a que los niveles de carga axial a las que se someten son muy bajos.

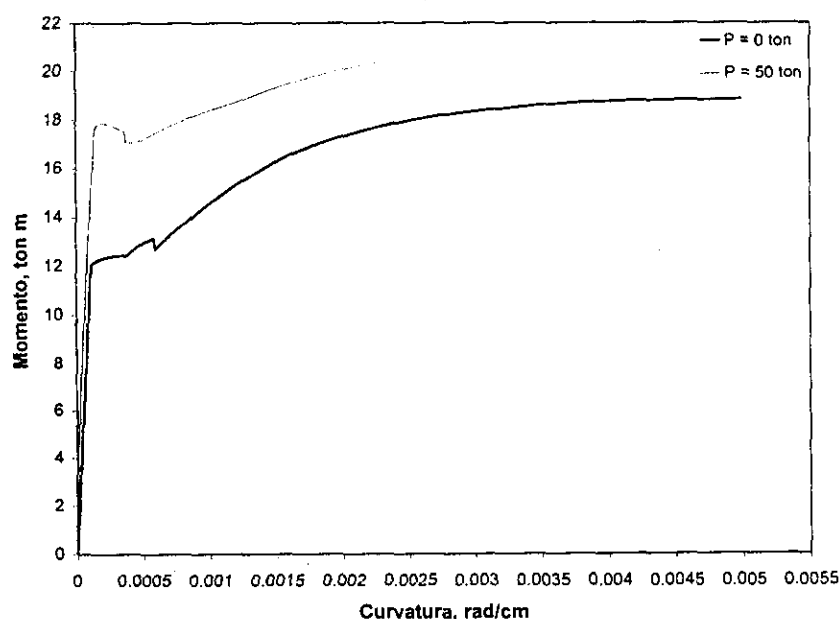


Figura 1 Diagrama momento-curvatura de una columna con carga axial y sin esta

Las partes débiles de las estructuras pueden ser atribuibles al subdiseño de esa parte de la estructura o sobrediseño de otras partes de esta. Por lo tanto, en el diseño sísmico hay peligro tanto de elementos de resistencia inferior como de resistencia excedida (*Park, R. y Paulay, T., 1990*). Una causa común de la sobrerresistencia es la presencia de muros que no se han tomado en cuenta en la respuesta estructural. La presencia de muros en algunas plantas podría obligar a que se formara un mecanismo de falla de traslación lateral como el de la figura 2.

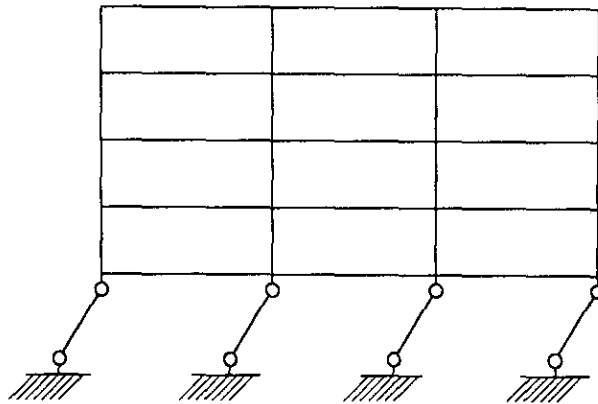


Figura 2 Posible mecanismo de falla en un marco con planta baja débil

En la ciudad de México existen edificios con este tipo de estructuración a base de muros en las plantas superiores y elementos de resistencia inferior en el primer piso. La mayoría de estos son para uso habitacional. En ellos existe una gran cantidad de muros ya sean divisorios o de carga en los pisos superiores y se deja el primer piso libre para estacionamiento. También se usa este tipo de estructuración en edificios altos tales como hoteles, en donde el primer piso se utiliza como mezzanine o vestíbulo.

Debido a la alta amenaza sísmica en la ciudad de México resulta de interés analizar el comportamiento de este tipo de estructuras tomando en cuenta diversas variables tales como el movimiento asociado a distintos tipo de terreno, materiales en los muros y lineamientos de diseño de los reglamentos RCDF-1976 y 1993.

Después de los sismos de 1985 se realizaron algunos estudios sobre edificios con planta baja débil sometidos a acciones sísmicas intensas. Ruiz y Diederich (1987, 1989) estudiaron edificios de cinco niveles pero que no cumplían con el requisito de desplazamiento lateral recomendado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). En el presente estudio se hace cumplir con este requerimiento. Posteriormente, Esteva (1992) realizó un estudio paramétrico con modelos

simplificados de dos niveles en donde hace ver los intervalos de relaciones de rigideces y de resistencias para los que se deben tener cuidados especiales al construir edificios con planta baja débil. Tena (1995) también ha estudiado estructuras con estructuraciones tales que no cumplen con los requisitos de regularidad que especifica el RCDF-1993, como es el caso de edificios con planta baja débil.

OBJETIVOS

En el presente estudio se analizan marcos de edificios de veinticinco niveles ubicados en terreno blando y marcos de cinco niveles ubicados en terreno de transición. El análisis detallado de estos marcos proporciona una idea de mecanismos de falla indeseables que se pueden presentar en los marcos y posibles formas de evitarlos.

Ambos grupos de marcos (cinco y veinticinco niveles) se someten a la acción de dos familias de sismos simulados en terreno blando y de transición respectivamente, escalados a periodos de retorno de 100 años. Con esto se pretenden reproducir condiciones extremas que pudieran presentarse en edificios con características reales.

A partir de los resultados obtenidos se verificará la seguridad del diseño sísmico de este tipo de estructuras conforme a los lineamientos del **RCDF-1993** y del **RCDF-1976**. A partir de los análisis se pretende dar recomendaciones prácticas para el diseño de este tipo de marcos de edificios con el fin de evitar mecanismos de falla indeseables.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES ANALIZADOS

El estudio se orientó a modelos que resultaran cercanos a la realidad. Se consideraron estructuras con planta baja débil regulares en planta, ubicadas en zona II (terreno de transición) y en zona III (terreno blando) del Distrito Federal. Las estructuras ubicadas en la zona II se supusieron de cinco niveles, y las de la zona III de veinticinco niveles. Ambos grupos de estructuras se describen en las secciones 1.1 y 1.2.

1.1 MARCOS ESTRUCTURALES DE VEINTICINCO NIVELES UBICADOS EN TERRENO BLANDO

Se propusieron dos modelos de marcos para uso habitacional de veinticinco niveles y tres crujías (estructuras tipo B, según el RCDF-1993) que forman parte de un edificio regular de planta cuadrada de 21×21 m (figura 1.1). El análisis de la respuesta no-lineal se hace de un marco exterior, por considerar que en este se encuentra una

mayor densidad de muros (estructurales o de relleno) que en los marcos interiores. La estructuración es a base de columnas y trabes en todos los niveles, y muros de mampostería (divisorios o de relleno) que solo proveen rigidez lateral ante acciones sísmicas (no toman carga axial ni flexión) localizados desde el segundo nivel hasta la azotea. Es decir, el primer nivel cuenta con rigidez y resistencia proporcionadas únicamente por columnas y trabes, mientras que los niveles superiores cuentan además con la rigidez y la resistencia lateral que le proporcionan los muros.

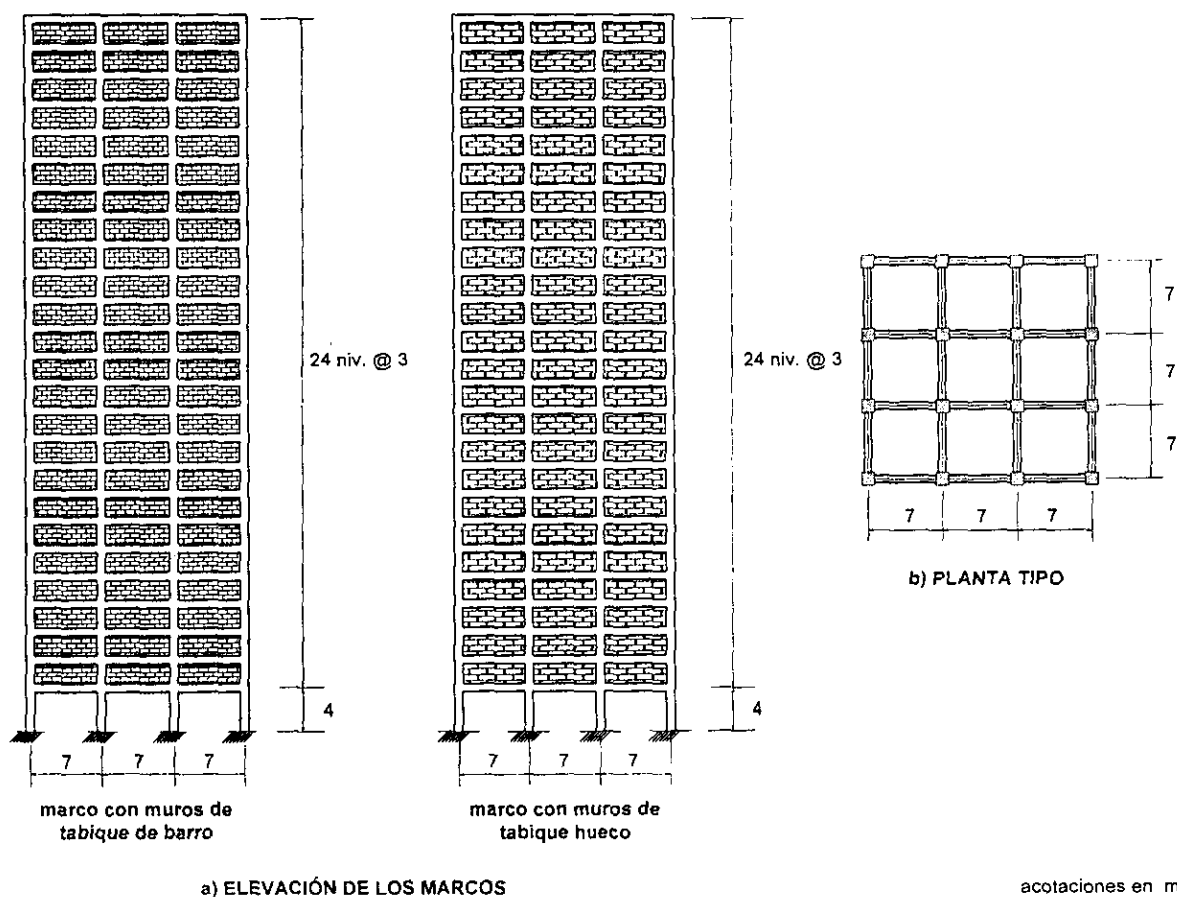


Figura 1.1 Marcos ubicados sobre terreno blando

En estos marcos, las secciones transversales de las trabes se mantuvieron constantes en toda la altura, mientras que para las columnas, en los primeros diez niveles se

mantuvieron ciertas dimensiones de columnas y fueron cambiando subsecuentemente a cada cinco niveles. Es recomendable mantener constante las secciones de columnas en los primeros niveles para marcos flexibles y de gran altura como los aquí presentados, con el fin de obtener distorsiones de entrepiso semejantes entre sí. (Loera S. 1996). Las secciones transversales de trabes, columnas y espesor de los muros, de los marcos que se analizan se presentan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. Secciones de columnas, trabes y muros de los marcos en terreno blando

Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)	Espesor en muros (cm)
1 al 10	110 × 110	50 × 110	12
11 al 15	100 × 100		
16 al 20	90 × 90		
21 al 25	80 × 80		

Los muros "divisorios" que se suponen en este caso se integran a los marcos cuando estos no se desligan durante el proceso constructivo (quizá por desconocimiento de parte del constructor sobre el comportamiento estructural dinámico, por evitar colocar juntas elásticas o por error de supervisión). Se hace notar que en general los muros "divisorios" deberían estar desligados en edificios con este tipo de características (García Jarque, 1997).

1.1.1 Análisis de cargas muertas

Se muestra en la tabla 1.2 las cargas muertas que actúan en cada entrepiso. Se considera únicamente el peso del sistema de piso y de los muros. El peso propio de columnas y trabes se genera automáticamente dentro del programa de análisis estructural RCBE considerando un peso volumétrico del concreto igual a 2.3 ton/m³.

Tabla 1.2 Análisis de cargas del sistema de piso

CONCEPTO	PESO EN PISOS (kg/m ²)	PESO EN AZOTEA (kg/m ²)
Losa de concreto de 10 cm	230	230
Firme para piso de 2 cm	40	-
Mosaico	40	-
Instalaciones	30	30
Aplanado interior y exterior en muros	30	-
Impermeabilizante, entortado y enladrillado	-	130
Incremento por reglamento	40	40
muros de tabique de barro de 12 cm	180	-
muros de tabique hueco de 12 cm	204	-
CARGA MUERTA TOTAL		
En el marco con muros de tabique de barro	590	430
En el marco con muros de tabique hueco	614	430

Los pesos volumétricos de los muros de tabique de barro y de tabique hueco para el cálculo del peso propio de estos fueron de 1.5 ton/m³ y de 1.7 ton/m³ respectivamente (Meli, R., 1992).

1.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales

1.1.2.1 Columnas y trabes

El RCDF establece que para fines de diseñar una estructura se empleen valores nominales de f'_c del concreto y f_y del acero de refuerzo. En este trabajo, se diseñaron columnas y trabes con tales valores. Para el análisis de la respuesta no-línea se calcularon las resistencias de estos elementos con valores medios de f'_c y f_y con el fin de obtener la respuesta probable en cada estructura.

1.1.2.1.1 Concreto

El concreto empleado en este trabajo es clase 2 de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del **RCDF-1993** con las siguientes características:

- Resistencia *nominal* del concreto a la compresión, $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (19.6 MPa)
- Resistencia *media* del concreto (apéndice C), $f_c = 205.2 \text{ kg/cm}^2$ (20.1 MPa)
- Coeficiente de variación del concreto, $C_{f'c} = 0.19$
- Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$, f'_c en kg/cm^2
- Peso volumétrico del concreto $\gamma_c = 2300 \text{ kg/cm}^3$

Aquí, f'_c (**Ruiz, S., Aguilar, C. y Suárez, R., 1992**) representa la resistencia del concreto en la obra. Para evaluar $C_{f'c}$ se considera la incertidumbre de las resistencias de los cilindros f'_c además de la que proporciona el proceso de construcción de la obra.

1.1.2.1.2 Acero de refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo longitudinal en los elementos son las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia *nominal* del acero, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (411.7 MPa)
- Esfuerzo de fluencia *medio* del acero (apéndice C), $f_{ym} = 4577 \text{ kg/cm}^2$ (448.7 MPa)
- Coeficiente de variación del esfuerzo de fluencia, $C_{f_y} = 0.037$
- Modulo de elasticidad del acero $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ (196078.4 MPa)

El valor de f_{ym} (**Rodríguez, M. y Botero, J.C., 1996**) corresponde a un acero de refuerzo de diámetro grande. De acuerdo a los autores, las barras de diámetro grande son aquellas mayores a 1/2 pulgada (1.27 cm).

1.1.2.2 Muros

Los muros empleados para este estudio se suponen constituidos de: 1) tabique de barro, y 2) de tabique hueco. Ambos materiales tienen una resistencia nominal a la compresión simple de 1) $f_m = 15 \text{ kg/cm}^2$, y 2) $f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente. Las propiedades supuestas de los materiales de los muros de mampostería se obtuvieron de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del RCDF edición 1993 (RCDF-93). En el caso de los marcos diseñados con el RCDF edición 1976, las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería muestran los mismos valores de resistencia para ambos materiales. Otras propiedades de los materiales tales como el módulo de elasticidad nominal, la rigidez y el esfuerzo al cortante nominal se muestran en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Propiedades de los materiales de los muros

Material del muro	Resistencia nominal a la compresión (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad nominal E (kg/cm ²)	Rigidez al cortante nominal G (kg/cm ²)	Esfuerzo cortante nominal τ (kg/cm ²)	Esfuerzo cortante medio $\bar{\tau}$ (kg/cm ²)
tabique de barro	15	9000	2700	3.5	5.25
tabique hueco	40	24000	7200	2.0	3.00
concreto reforzado	200	113137.08	47140.45	8.6	12.18

En el análisis no-lineal de los marcos se empleó el valor medio del esfuerzo cortante resistente. Este se obtuvo con la expresión del inciso 2.4.2 de dichas normas.

$$\tau = \frac{\bar{\tau}}{1 + 2.5C_v} \quad (1.1)$$

donde:

- $\bar{\tau}$ es el valor medio del esfuerzo cortante resistente en el muro
- τ es el valor nominal del esfuerzo cortante resistente en el muro
- C_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes en muros ensayados, no menor que 0.2

En este caso se adoptó un valor de C_v de 0.2 para obtener los valores medios de los esfuerzos cortantes. El valor nominal de τ se eligió de acuerdo al tipo de mortero especificado en las normas mencionadas. Para el caso de los muros de tabique de barro el mortero supuesto fue tipo I, y para los de tabique hueco, tipo II.

1.1.3 Periodos de vibración

Los marcos analizados tienen periodos fundamentales de vibración (calculados analíticamente con el programa de cómputo *RCBE*, ver. 4) semejantes al del sitio (terreno blando). Para el marco con muros de tabique de barro el periodo es de 1.94 s, mientras que para el marco con muros de tabique hueco es 1.91 s. En el sitio en donde se localizan los marcos, el suelo tiene un periodo de vibración dominante cercano a 2 s.

1.1.4 Relaciones de rigideces y de resistencias

Con el fin de tener una idea sobre qué tan "débil" es el primer piso con respecto al segundo, se estimaron sus respectivas relaciones de rigideces (K_2/K_1), y de resistencias (R_2/R_1). Este último parámetro se evaluó de forma simplificada como se explica mas adelante.

Para cada caso se calculó el cortante (V_i) y el desplazamiento relativo del primer (δ_1) y segundo entrepiso (δ_2) mediante un análisis modal espectral. A partir de los resultados se obtuvo la rigidez (K_i) de cada entrepiso, es decir:

$$K_1 = \frac{V_1}{\delta_1} \quad (1.2)$$

Posteriormente se calculó la relación K_2/K_1 . Los valores correspondientes de cortante de entrepiso, desplazamiento relativo, rigidez y relación de rigideces K_2/K_1 se muestran en la tabla 1.4.

En la figura 1.2 se muestran las rigideces de todos los entrepisos para los marcos con muros de tabique de barro y de tabique hueco.

Se observa claramente que el primer entrepiso tiene una rigidez lateral similar al del segundo en ambos marcos y la relación de rigideces es casi igual a uno.

Tabla 1.4 Cortantes, desplazamiento relativos, rigideces y relaciones de rigidez K_2/K_1

Estructuración en el marco	Nivel	Cortante de entrepiso (ton)	Desplazamiento relativo (cm)	Rigidez de entrepiso (ton/cm)	K_2/K_1
muros de tabique de barro	1	617.2	1.372	449.85	1.05
	2	614.4	1.305	470.80	
muros de tabique hueco	1	840.0	1.824	460.53	1.07
	2	836.0	1.693	493.80	

Por otro lado, se calcularon las relaciones de resistencias R_2/R_1 asociados a las fuerzas cortantes de fluencia V_y tanto de las columnas del primer y segundo entrepiso como de los muros del segundo entrepiso. En el caso de los muros que están confinados con cadenas y castillos, se incluye la resistencia de estos últimos para obtener la resistencia total del segundo entrepiso.

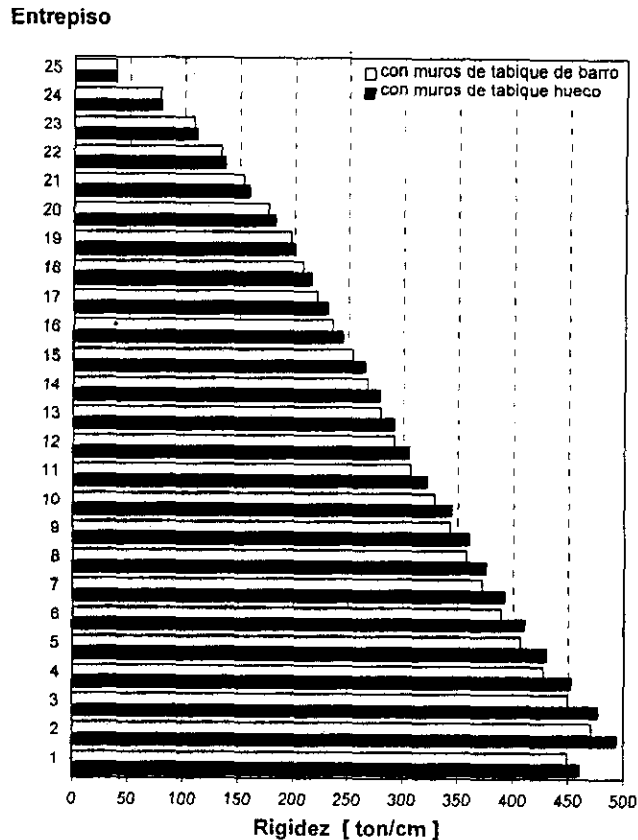


Figura 1.2 Rigideces de entrepiso de los marcos ubicados sobre terreno blando

El cálculo de las fuerzas cortantes de fluencia en las columnas se hizo a partir de los momentos de fluencia M_y . Estas se obtuvieron de forma simplificada, suponiendo que las columnas del piso bajo eran doblemente empotradas, y que las traveses son capaces de proporcionar el empotramiento necesario a las columnas (un análisis más realista sería considerar la carga axial en las columnas debido a los efectos $P-\Delta$). Para el caso de los muros, la resistencia se obtuvo a partir del esfuerzo cortante de fluencia τ mostrado en la tabla 1.3, considerando que estos sólo pueden resistir fuerzas laterales.

De acuerdo a lo anterior, para la planta baja o primer entrepiso la resistencia se supone está dada únicamente por las columnas. La fuerza cortante V_y se calcula como sigue:

$$V_y = \frac{2M_y}{h_{columna}} \quad (1.3)$$

donde :

M_y es el momento de fluencia de la columna

$h_{columna}$ es la longitud libre de la columna

La resistencia R_1 total en primer entrepiso es igual a V_y multiplicada por el número de columnas, es decir:

$$R_1 = \frac{2M_y}{h_{columna}} \times \text{no. de columnas} \quad (1.4)$$

Para el segundo entrepiso, la resistencia está dada por la de las columnas más la de los muros, es decir:

$$V_y = \frac{2M_y}{h_{columna}} + \tau A \quad (1.5)$$

donde :

A es el área transversal del muro paralela al plano de análisis

De manera análoga al primer entrepiso, la resistencia total R_2 del segundo entrepiso es:

$$R_2 = \frac{2M_y}{h_{columna}} \times \text{no. de columnas} + \tau A \times \text{no. de muros} \quad (1.6)$$

Los valores de la relación R_2/R_1 se presentan en la tabla 1.5. Se observa que para el marco con muros de tabique de barro el primer entrepiso es más resistente que el segundo, mientras que para el marco con muros de tabique hueco ambos entrepisos tienen casi la misma resistencia. El tipo de distribución de rigideces y resistencias de este tipo de estructuras es similar a la de marcos tipo esqueletal.

Tabla 1.5 Relaciones de resistencias (R_2/R_1)

Tipo de muros en el marco	R_2/R_1
muros de tabique de barro	0.82
muros de tabique hueco	1.03

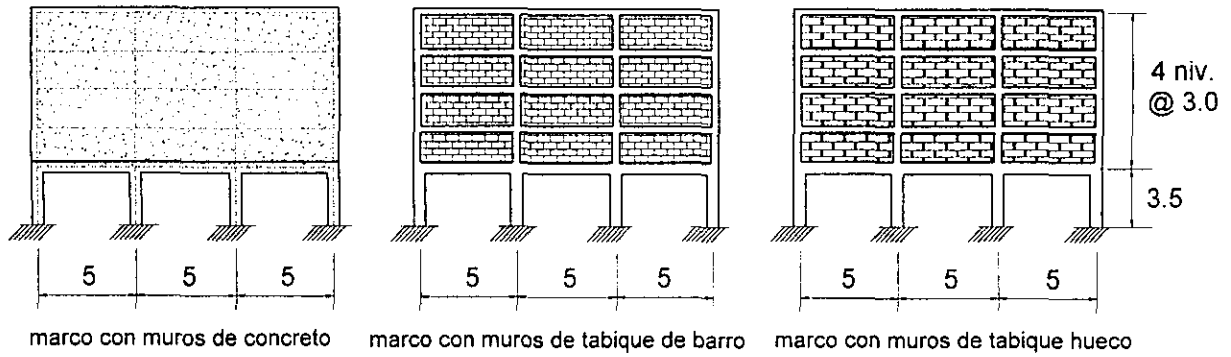
1.2 MARCOS ESTRUCTURALES DE CINCO NIVELES UBICADOS EN TERRENO DE TRANSICIÓN

En este sitio se propusieron tres estructuras para uso habitacional (estructuras tipo B) constituidas por marcos de cinco niveles y tres crujiás y con muros de carga (figura 1.3). Estos forman parte de un edificio regular de planta cuadrada de 15×15 m. Los muros que existen a partir del segundo entrepiso además de rigidizar y resistir fuerzas cortantes en su plano, resisten esfuerzos debidos a carga vertical y a flexión (se consideran como "muros de carga").

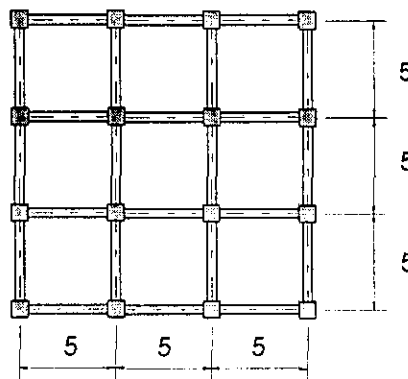
Los materiales empleados en los muros fueron los mismos que los empleados para los marcos en terreno blando, adicionando un tercer modelo constituido por muros de concreto reforzado colados monolíticamente (muros estructurales).

1.2.1 Análisis de cargas muertas

Las cargas por unidad de área que se consideraron en las estructuras con muros de tabique de barro, hueco y el nuevo modelo con muros de concreto son iguales a las mencionadas en la sección anterior. En este caso los muros también tienen un ancho de 12 cm. Debido a lo anterior las cargas muertas consideradas en los análisis resultaron como se muestra en la tabla 1.6.



a) ELEVACIÓN DE LOS MARCOS



b) PLANTA TIPO

acotaciones en m

Figura 1.3 Marcos ubicados sobre terreno de transición

Tabla 1.6 Análisis de cargas del sistema de piso de los marcos en terreno de transición

CARGA MUERTA TOTAL	PESO EN PISOS (kg/m ²)	PESO EN AZOTEA (kg/m ²)
En el marco con muros de tabique de barro	590	430
En el marco con muros de tabique hueco	614	430
En el marco con muros de concreto	686	430

El peso de los muros de concreto ($\gamma_{concreto} = 2.3 \text{ ton/m}^3$) para obtener la carga total en los entresijos fue igual a 276 kg/m².

1.2.2 Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales para el diseño de los elementos son las mismas que las mencionadas en los incisos 1.1.2.1.1 y 1.1.2.1.2. Las propiedades de los muros de concreto se muestran en la tabla 1.3.

Para obtener el valor medio del esfuerzo cortante en los muros de concreto reforzado se empleó la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{V_{CR}}{tL} \quad (1.7)$$

donde:

V_{CR} es la fuerza cortante que toma el muro paralela al plano de análisis

t es el espesor del muro

L es la longitud horizontal del muro

El valor de la fuerza cortante V_{CR} que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se calculó de acuerdo con la expresión 4.5, inciso c de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del **RCDF-93**.

$$V_{CR} = 0.85F_R \sqrt{f'_c} tL \quad (1.8)$$

donde:

t es el espesor del muro

L es la longitud de muro

F_R es el factor de resistencia para fuerza cortante, igual 0.8

f'_c es una medida de la resistencia del concreto en la estructura

Para el cálculo de la fuerza cortante media V_{CR} , se adoptó el valor medio de la resistencia a la compresión del concreto $f_c = 205.2 \text{ kg/cm}^2$ (Ruiz, S., Aguilar, C. y Suárez, R., 1992), y se tomó un factor de resistencia F_R igual a uno.

El marco con muros de concreto reforzado cuenta con columnas y trabes en el primer nivel y muros estructurales colados monolíticamente. Los dos marcos restantes también cuentan con columnas y trabes en el primer nivel, pero en estos casos los muros de tabique de barro y de tabique hueco se suponen confinados por castillos y cadenas.

Las secciones de columnas, trabes y muros se indican en la tabla 1.7. En este caso, las secciones de las columnas variaron en cada uno de los tres modelos, debido a que se cuidó que las distorsiones de entrepiso del primer nivel no rebasaran el máximo permisible por el RCDF del correspondiente año de edición (1976 ó 1993).

Tabla 1.7 Secciones de columnas, trabes y muros de los marcos de cinco niveles

Tipo de muros	Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)	Muros (cm)	Castillos (cm)	Cadenas (cm)
muros de concreto reforzado	1	36 × 36	35 × 70	–	–	–
	2 al 5	–	–	12	–	–
muros de tabique de barro	1	35 × 35	35 × 70	–	–	–
	2 al 5	–	–	12	20 × 20	12 × 20
muros de tabique hueco	1	37 × 37	35 × 70	–	–	–
	2 al 5	–	–	12	20 × 20	12 × 20

1.2.3 Periodos de vibración

Los periodos fundamentales de vibración de estos marcos también se asemejan al del sitio en estudio. Para el marco con muros de concreto el periodo es de 0.64 s; el marco

con muros de tabique de barro tiene un periodo de 0.70 s, mientras que el periodo de vibración del marco con muros de tabique hueco es de 0.62 s. Se puede observar que el periodo de vibrar del marco con muros de concreto es muy semejante al del marco con muros de tabique hueco. Esto obedece a que el segundo tiene secciones de columnas mas grandes que el primero.

Los periodos de vibración dominantes del terreno en donde se ubican estas estructuras varían entre 0.5 y 0.7 s.

1.2.4 Relaciones de rigideces y de resistencias

Del mismo modo que en el caso del edificio de veinticinco niveles, se estimó qué tan "débil" es el primer piso con respecto al segundo. Para ello se obtuvieron las relaciones de rigideces (K_2/K_1) y de resistencias (R_2/R_1). Se observó que estos tres marcos presentan la forma de desplazamientos de primer piso débil.

Para cada uno de los marcos se calculó la fuerza cortante de entrepiso (V_i) y el desplazamiento relativo del primer (δ_1) y del segundo entrepiso (δ_2) mediante un análisis modal espectral. A partir de los resultados calculados se obtuvo la rigidez (K_i) de cada entrepiso i (ecuación 1.2). A partir de esto se calculó la relación K_2/K_1 . Los valores correspondientes de cortante de entrepiso, desplazamiento relativo, rigidez y relación K_2/K_1 se muestran en la tabla 1.8.

En la figura 1.4 se presentan las rigideces de los entrepisos correspondientes a estos marcos, con los tres distintos tipos de muros en estudio. Se observa claramente en la gráfica que en el primer entrepiso los tres marcos tienen una rigidez lateral semejante entre sí, mientras que en el segundo entrepiso, la rigidez del marco con muros de concreto se incrementa considerablemente con respecto a la de los otros dos marcos. Esto es debido a que los muros de concreto tienen un módulo de elasticidad mayor (4.7

y 12.5 veces) que los muros de tabique de barro y tabique hueco (ver tabla 1.3).

Tabla 1.8 Cortantes, desplazamientos relativos, rigideces y relaciones de rigideces K_2 / K_1

Estructuración en el marco	Nivel	Cortante de entrepiso (ton)	Desplazamiento relativo (cm)	Rigidez de entrepiso (ton/cm)	K_2 / K_1
muros de concreto	1	42.45	1.971	21.53	39.9
	2	32.06	0.037	859.53	
muros de tabique de barro	1	39.16	2.052	19.08	7.0
	2	30.95	0.231	134.04	
muros de tabique hueco	1	54.11	2.319	23.33	12.9
	2	41.90	0.139	300.79	

Entrepiso

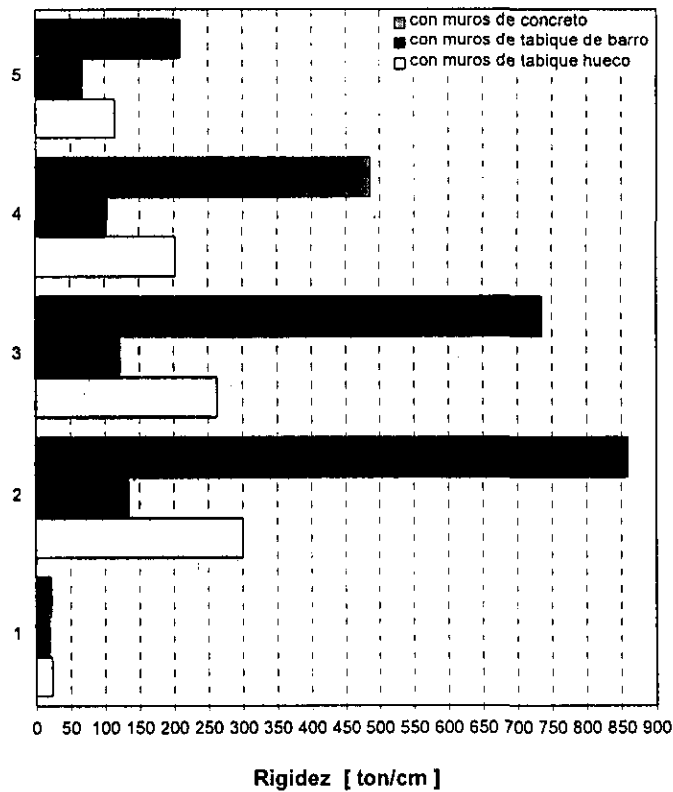


Figura 1.4 Rigideces de entrepiso de los marcos ubicados sobre terreno de transición

Por otro lado, se calcularon las relaciones de resistencias R_2/R_1 . Estas se obtuvieron de forma simplificada, suponiendo que las columnas del piso bajo eran doblemente empotradas. De la misma forma (empotrado) se supusieron los muros del segundo entrepiso. Estos se consideraron como si fuesen unas columnas anchas. Los valores de R_2/R_1 se presentan en la tabla 1.9.

Tabla 1.9 Relaciones de resistencias (R_2/R_1)

Tipo de muros en los marcos	R_2/R_1
muros de concreto	10.3
muros de tabique de barro	2.5
muros de tabique hueco	2.5

La resistencia de la planta baja o primer entrepiso se calculó de la misma forma que para los marcos de veinticinco niveles. Para el segundo entrepiso, la resistencia M_y está dada por los castillos (como es el caso del marco con muros de tabique de barro y hueco) más la resistencia de los muros $M_{y\text{muro}}$, que en este caso sí toman flexión por estar ligados al marco, es decir:

$$V_y = \frac{2 M_y}{h_{\text{castillo}}} + \frac{2 M_{y\text{muro}}}{h_{\text{muro}}} \quad (1.9)$$

De manera análoga al primer entrepiso, la resistencia total R_2 en el segundo entrepiso está dada como sigue:

$$R_2 = \frac{2M_y}{h_{\text{columna}}} \times \text{no. de castillos} + \frac{2M_{y\text{muro}}}{h_{\text{muro}}} \times \text{no. de muros} \quad (1.10)$$

En el caso del marco con muros de concreto, la resistencia R_2 está dada únicamente por el segundo término de la expresión anterior, debido a que no existen castillos en ese entrepiso.

Las resistencias M_y de las columnas y los muros se obtuvieron con el diagrama de interacción *momento-carga axial* (figura 1.5) empleando el modelo de **Kent y Park** modificado (1982) para representar el comportamiento del concreto, tomando en cuenta la contribución del núcleo confinado. Para representar el comportamiento del acero en el rango de endurecimiento por deformación, se empleó el modelo de **Mander** (1984). En la tabla 1.9 se observa, como era de esperarse, que el marco con muros de concreto tiene una mayor relación de resistencia que la de los otros dos marcos.

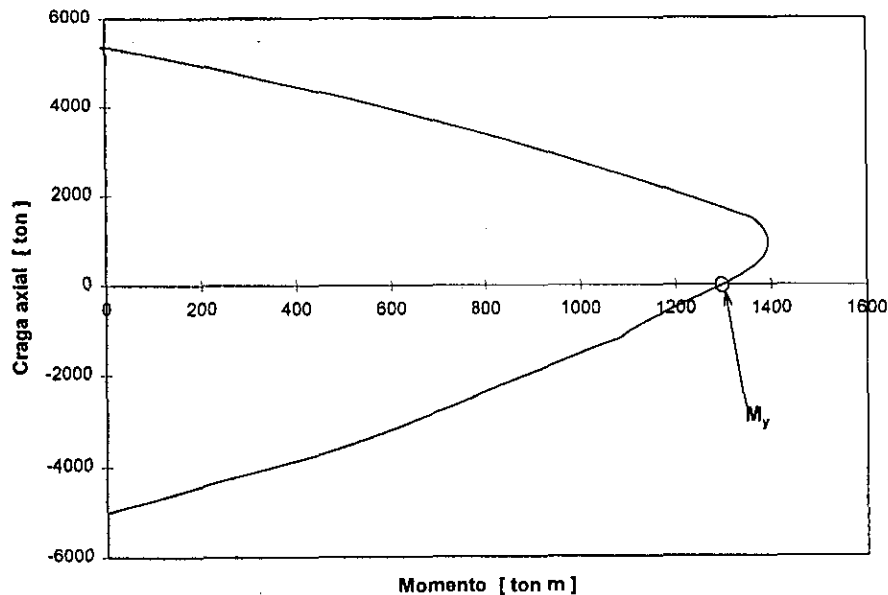


Figura 1.5 Diagrama de interacción momento-carga axial tipo de una columna

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO SÍSMICO DEL RCDF-1976 Y DEL RCDF-1993

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas en los marcos y la revisión de los estados límite de desplazamiento de entrepiso, se emplearon valores de Q (factor de comportamiento sísmico), C_s (coeficiente sísmico) y δ/h (distorsión máxima permisible de entrepiso) de acuerdo al año de edición del **RCDF** (1976 ó 1993).

2.1 FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO, COEFICIENTES SÍSMICOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISO DE ACUERDO AL RCDF-1976 Y AL RCDF-1993

En la tabla 2.1 se muestran los valores de los parámetros de diseño en función de los materiales de los muros empleados en los marcos (los parámetros para el diseño elástico son: para los marcos en terreno blando $Q = 1$ y $C_s = 0.4$ con el **RCDF-93**, y $Q = 1$ y $C_s = 0.24$ con el **RCDF-76**; para los marcos en terreno de transición $Q = 1$ y $C_s = 0.32$ con el **RCDF-93**, y $Q = 1$ y $C_s = 0.20$ con el **RCDF-76**).

2.1.1 Factores de comportamiento sísmico

Las columnas (1), (5) y (9) de la tabla 2.1 se refieren a los factores de comportamiento sísmico Q' . Para el diseño de los marcos con el **RCDF-93** (localizados en ambos tipos de terrenos) el espectro de diseño se multiplicó por 1/0.8 ya que los marcos no cumplen el requisito de regularidad en estructuras que especifica la sección 6 de las NTC para Diseño por Sismo (ver en la tabla 2.1 el renglón correspondiente a 1993).

Tabla 2.1. Parámetros de diseño de los marcos

RCDF	Muros de Concreto				Muros Tabique de barro				Muros de Tabique hueco			
	Q' (1)	C_s (2) (3)		δ/h (4)	Q' (5)	C_s (6) (7)		δ/h (8)	Q' (9)	C_s (10) (11)		δ/h (12)
1976	2	-	0.10	0.016	2	0.12	0.10	0.016	1.5	0.16	0.13	0.016
1993	1.6	-	0.20	0.012	1.6	0.25	0.20	0.012	1.2	0.33	0.26	0.012

En el caso de los marcos situados en terreno blando, no se cumple el inciso 2 de dicha sección que a la letra dice: "En una estructura, la relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5". Si se observa la figura 1.1, dicha relación es aproximadamente igual a 3.6.

Para los marcos situados en terreno de transición no se cumple el inciso 10 de la misma sección que a la letra dice: "La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior". Lo anterior se puede verificar que no se cumple en los tres marcos localizados en dicho terreno (ver figura 1.4). La rigidez al corte del segundo entrepiso se excede en casi un 4000 por ciento al del primer entrepiso en el marco con muros de concreto, en un 702 por ciento en el marco con muros de tabique de barro y en casi un 1300 por ciento en marco con muros de tabique hueco.

Para los casos diseñados de acuerdo con el **RCDF-1976**, los espectros de diseño no se escalaron (como en el caso del **RCDF-1993**), debido que en esta versión del reglamento no se especifican restricciones por condiciones de regularidad (ver en la tabla 2.1 el renglón correspondiente a 1976). Lo anterior da como resultado que los elementos que forman a los marcos tengan una menor resistencia con respecto a los diseños hechos de acuerdo con el **RCDF-1993**.

2.1.2 Coeficientes sísmicos

Las columnas (2), (6) y (10) de la tabla 2.1 corresponden a los coeficientes sísmicos C_s asociados a terreno blando, mientras que las columnas (3), (7) y (11) a terreno de transición. Los valores de C_s de la tabla 2.1 para el **RCDF-1993** que corresponden a la aceleración máxima en el espectro de diseño, aparecen afectados por el factor de comportamiento sísmico Q' en donde se han tomado en cuenta las condiciones de regularidad de los marcos. En la columna (2) se omitió el valor del coeficiente sísmico porque en ese tipo de terreno (blando) no se estudió ningún modelo con muros de concreto (por considerarse un caso poco realista).

2.1.3 Distorsiones máximas de entrepiso

Las columnas (4), (8) y (12) de la tabla 2.1 corresponden a la distorsión máxima permisible de entrepiso δ/h , de acuerdo al año de edición del RCDF. Para los marcos localizados en terreno de transición y que poseen muros ligados a la estructura, la revisión de la distorsión del primer entrepiso se hizo con el valor especificado en dicha tabla (0.012), por no haber elementos que puedan sufrir daños, pero para los pisos subsecuentes debido a la presencia de los muros ligados, la revisión de la distorsión se hizo con el valor de 0.006 por considerar que dichos elementos (muros de concreto y mampostería) pueden sufrir daños debido a las deformaciones de entrepiso.

2.2 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO DEL RCDF-1976 Y DEL RCDF-1993

Las figuras 2.1 y 2.2 muestran los espectros de diseño con los que se diseñaron los marcos de este estudio que se suponen ubicados en terrenos blando y de transición.

Estos espectros son los recomendados por el reglamento RCDF versiones 1976 y 1993. Las figuras muestran los espectros afectados por el factor Q' y por el valor 0.8 (para el caso en que los marcos no cumplan las condiciones de regularidad). En ambos tipos de terreno se aprecia que los espectros con ordenadas menores corresponden al RCDF-1976 y los de ordenadas espectrales mayores corresponden al RCDF-1993. Las ordenadas máximas corresponden al espectro lineal recomendado por el RCDF-1993 afectado por un factor $Q' = 0.8 \times Q = 0.8 (1.5)$.

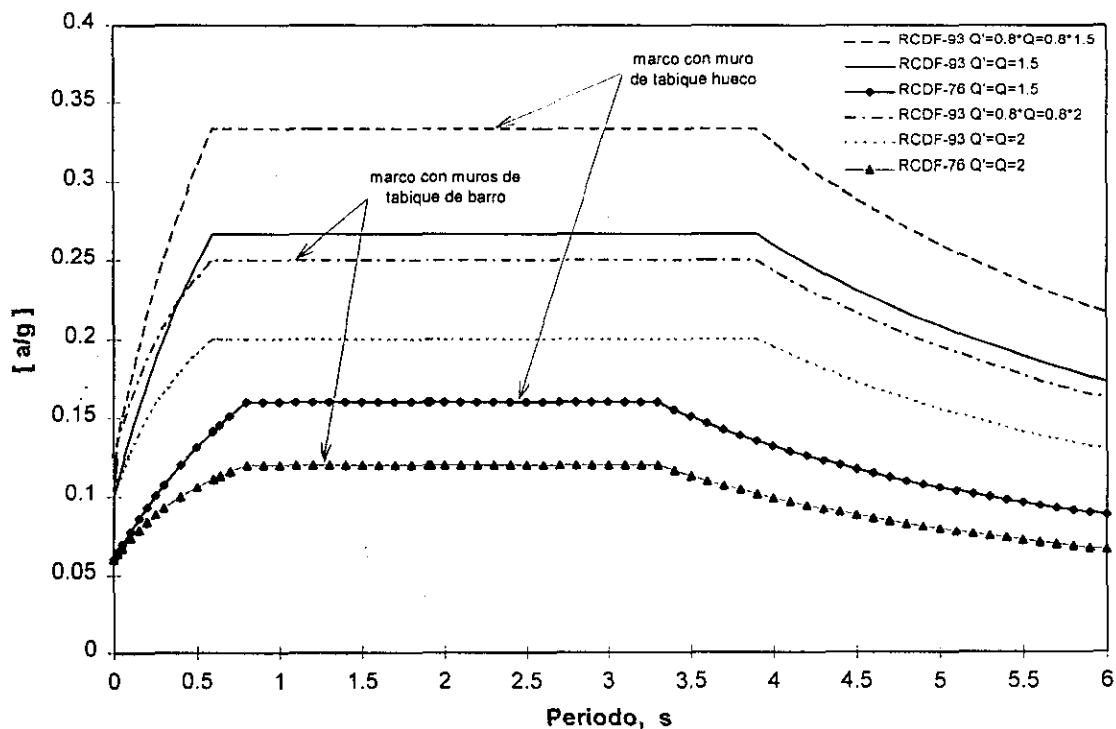


Figura 2.1 Espectros de diseño para terreno blando del Distrito Federal

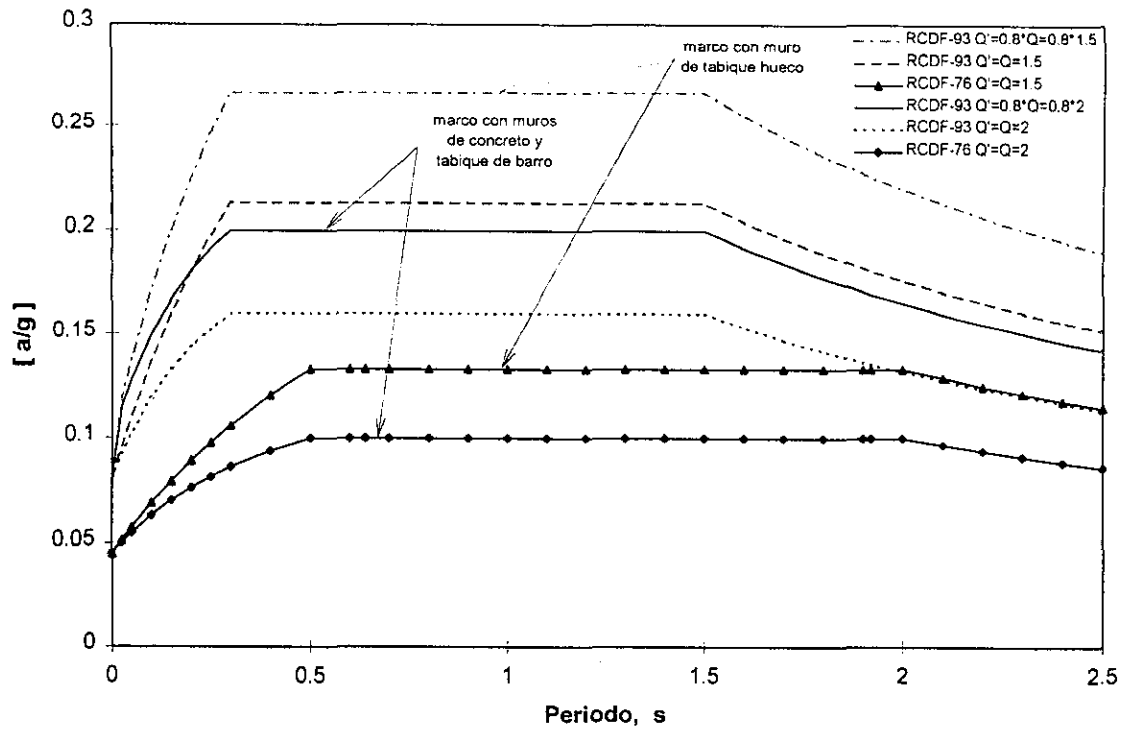


Figura 2.2 Espectros de diseño para terreno de transición del Distrito Federal

CARACTERÍSTICAS DE LAS EXCITACIONES SÍSMICAS

Los modelos se sometieron a la acción de dos familias de acelerogramas con propiedades estadísticas similares a los acelerogramas registrados 1) en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, terreno blando), y 2) en la estación Viveros (terreno de transición). Ambos grupos de familias están constituidas tanto por movimientos registrados como por movimientos simulados.

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN TERRENO BLANDO

En terreno blando, la familia de sismos se formó por un temblor registrado (figura 3.1, estación SCT, componente EW, 19 de septiembre de 1985, SCT-EW) más diez temblores simulados por *Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth* (1989) llamados AX. Con estos registros se obtienen espectros de respuesta elásticos semejantes como se muestran mas adelante, sin embargo, en el dominio del tiempo, las entradas de aceleración son diferentes en cada uno de ellos, como en el caso de los sismos AX120 y AX121.

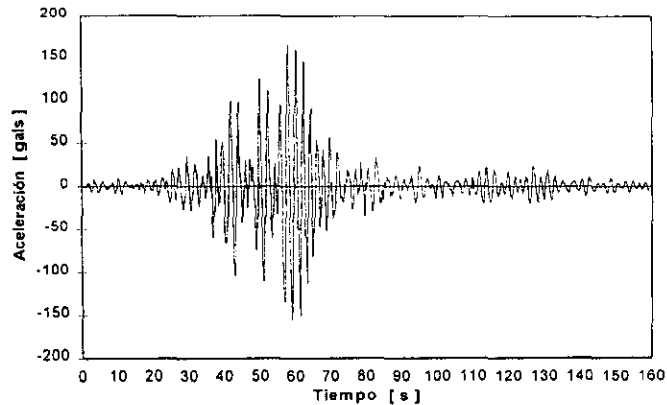


Figura 3.1 Acelerograma del sismo registrado en la estación SCT. componente E-W

Lo anterior se puede explicar también con las curvas de intensidad de Arias, I_a que es la acumulación de la energía del acelerograma dada por (Arias, A., 1970):

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (3.1)$$

donde $a(t)$ es el acelerograma, T es la duración total y g es la aceleración de la gravedad. Se observa que la rapidez con la que cambia la energía acumulada para el sismo AX120 es menor que la correspondiente al AX121 (figura 3.2), por lo que el daño que le ocasiona a una estructura el sismo AX120 podría ser diferente al que le ocasione el AX121, a pesar que con ambos registros se obtiene espectros de respuesta elásticos semejantes. La historia de aceleraciones de estos sismos se muestran en la figura 3.3.

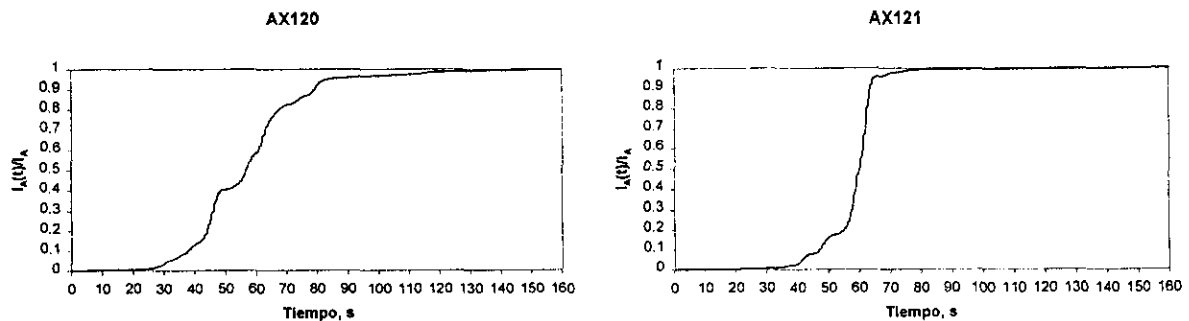


Figura 3.2 Curvas de intensidad de Arias de los registros simulados AX120 y AX121

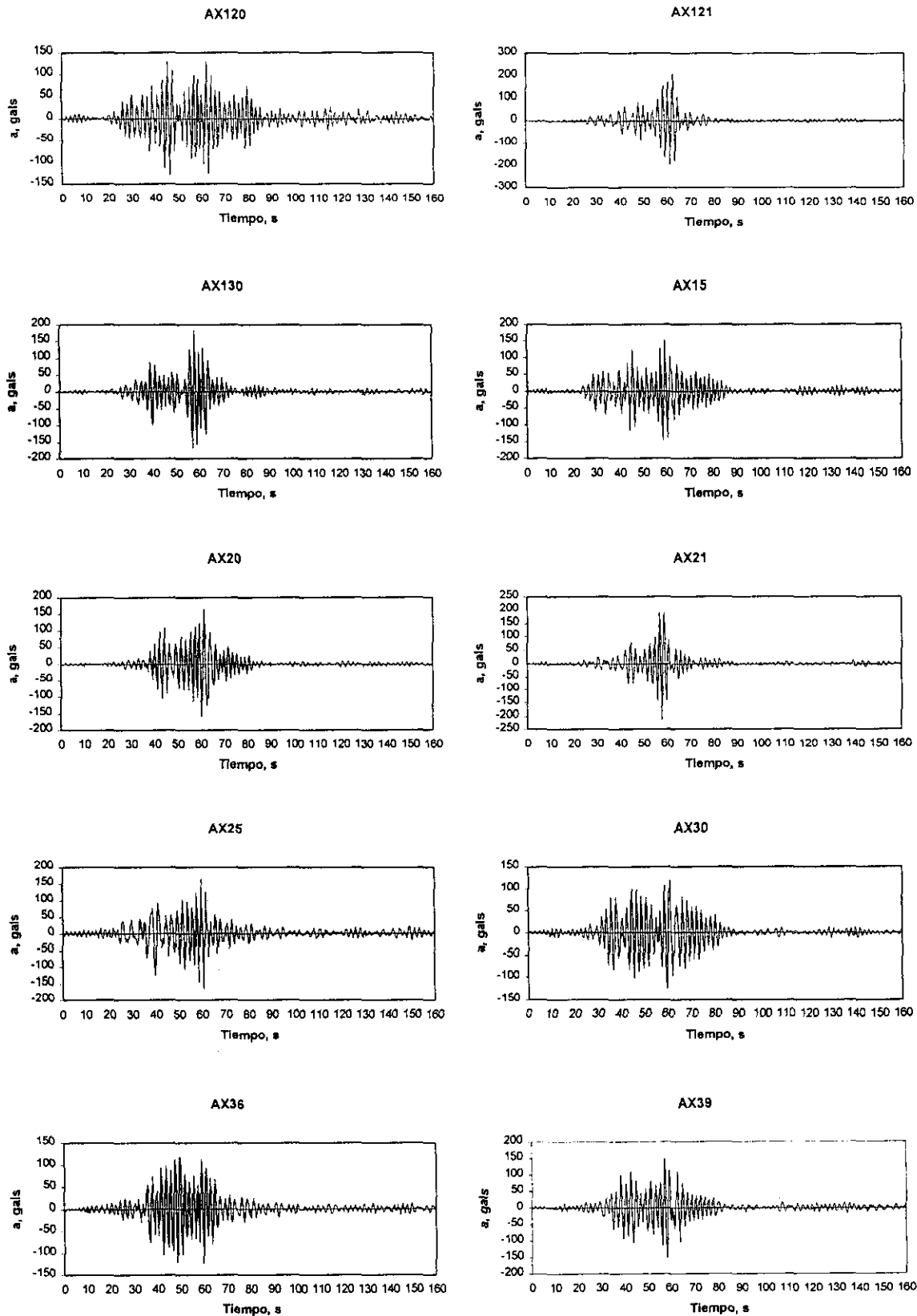


Figura 3.3 Acelerogramas generados a partir del sismo de SCT-EW en terreno blando

La respuesta máxima de las estructuras se obtiene con los diez registros simulados debido a que fueron generados del registro que se considera representativo del proceso aleatorio de la excitación. El mismo criterio se hace para los análisis de las estructuras localizadas en terreno de transición.

Los espectros lineales de respuesta del registro real y de los simulados para un 5 % de amortiguamiento crítico, se muestran en la figura 3.4. Las pseudoaceleraciones S_a se muestran como un porcentaje de la gravedad (g). En esta se puede apreciar que los picos máximos de aceleración espectral se encuentran entre 1.8 y 2.1 s, intervalo en donde se encuentran los marcos de veinticinco niveles. También se ve que las aceleraciones espectrales máximas varían entre 754 y 1200 cm/s^2 (ver Tabla 3.1, a los movimientos simulados se les llama AX120, 121, 130, 15, 20, 21, 25, 30, 36 y 39). El promedio de las aceleraciones espectrales máximas es de 967 cm/s^2 . Las aceleraciones espectrales máximas de cada movimiento se escalaron a un valor uniforme correspondiente a 100 años de periodo de recurrencia, siguiendo la metodología que se explica más adelante.

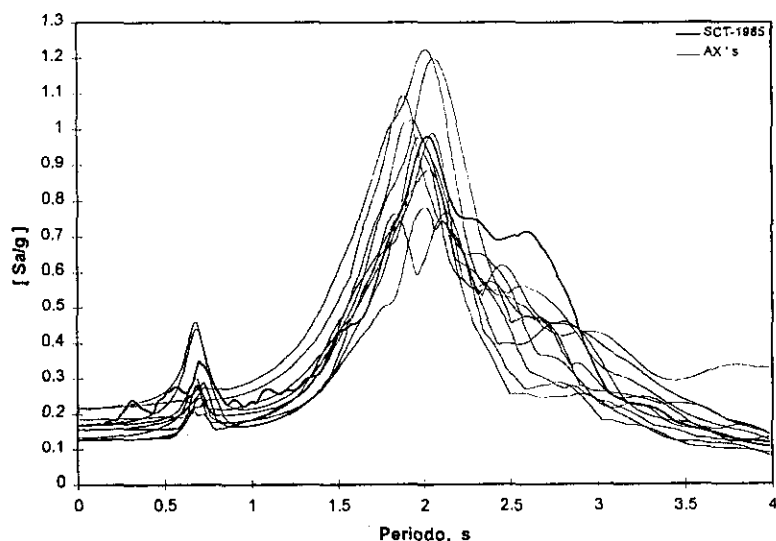


Figura 3.4 Espectros de respuesta correspondientes a terreno blando. Estación SCT

Tabla 3.1 Aceleraciones espectrales máximas de los sismos en terreno blando

Sismo	Aceleración espectral máxima (gals)	Factor de amplificación
SCT-EW	960	1.36
AX120	754	1.73
AX121	1170	1.12
AX130	1070	1.22
AX15	912	1.43
AX20	1010	1.29
AX21	1200	1.09
AX25	866	1.51
AX30	769	1.70
AX36	958	1.36
AX39	970	1.35

3.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL TERRENO DE TRANSICIÓN

La familia de sismos correspondiente al terreno de transición se constituyó por cinco temblores registrados en la estación Viveros el 19 y el 21 de septiembre de 1985, así como el 24 de octubre de 1980 (figura 3.5), más 30 movimientos simulados por Alamilla (1997) llamados SSV. En la figura 3.6 se muestran 10 de los 30 acelerogramas simulados. Las coordenadas del epifoco, magnitud y aceleración espectral máxima de los temblores registrados en la estación Viveros se muestran en la tabla 3.2.

Sus respectivos espectros lineales de respuesta, para 5 % de amortiguamiento crítico, se muestran en la figura 3.7. En esta se puede apreciar que los picos máximos de aceleración espectral se encuentran entre 0.4 s y 0.8 s. También se puede observar

que las aceleraciones espectrales máximas varían entre 0.0782 g y 0.1688 g, en donde g representa la gravedad (ver Tabla 3.2).

A los movimientos registrados en la estación Viveros se les llama aquí S1V, S2V, S3V, S6V y S7V. El promedio de las aceleraciones espectrales máximas es de 0.131g. Los sismos de la figura 3.6 se generaron a partir del registro S3V. En estos, no se observa gran variabilidad en el dominio del tiempo como el caso de los generados en terreno blando, las entradas y salidas de aceleración son muy parecidas en todos los casos.

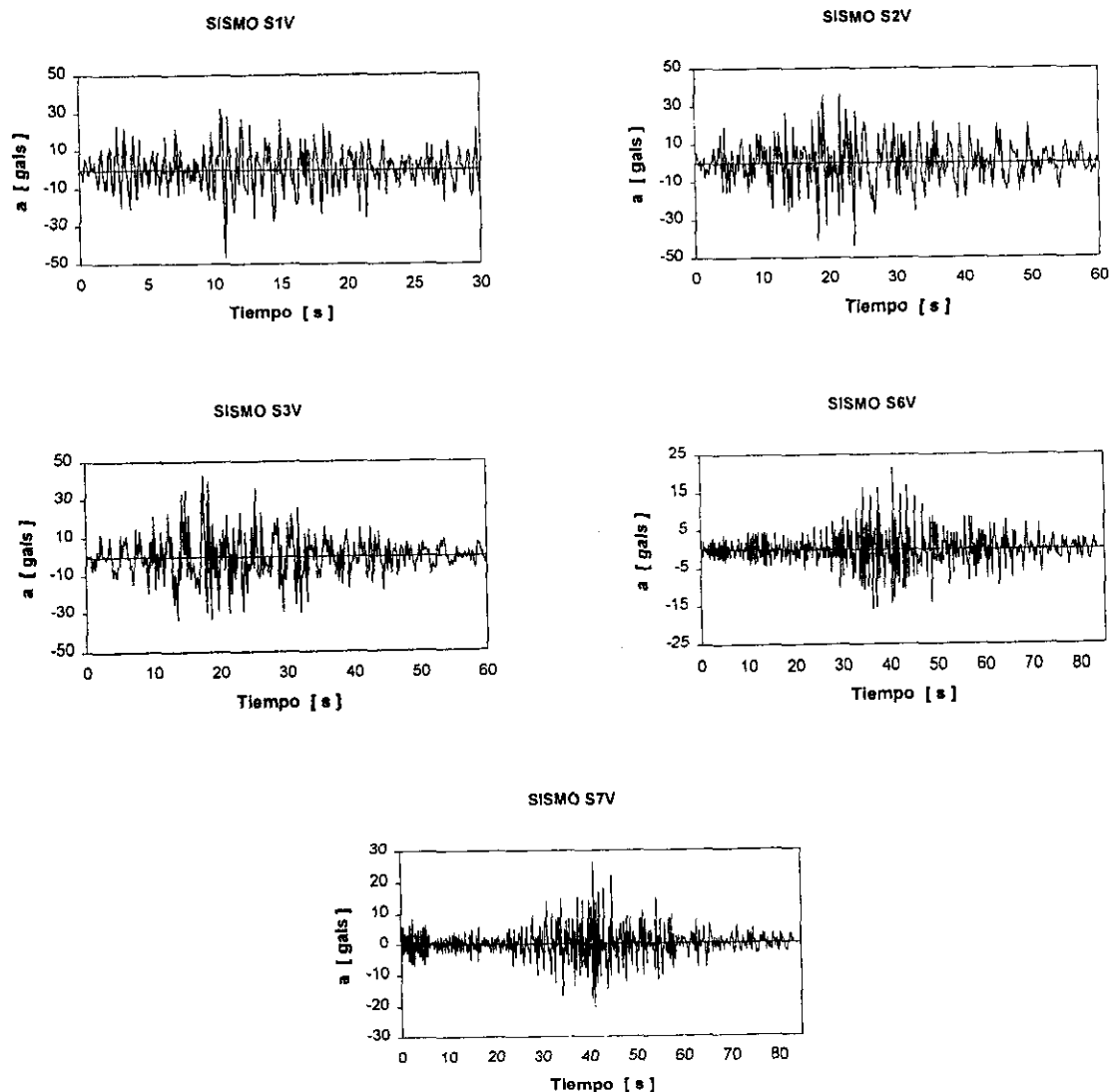


Figura 3.5 Acelerogramas de los sismos registrados en la estación Viveros

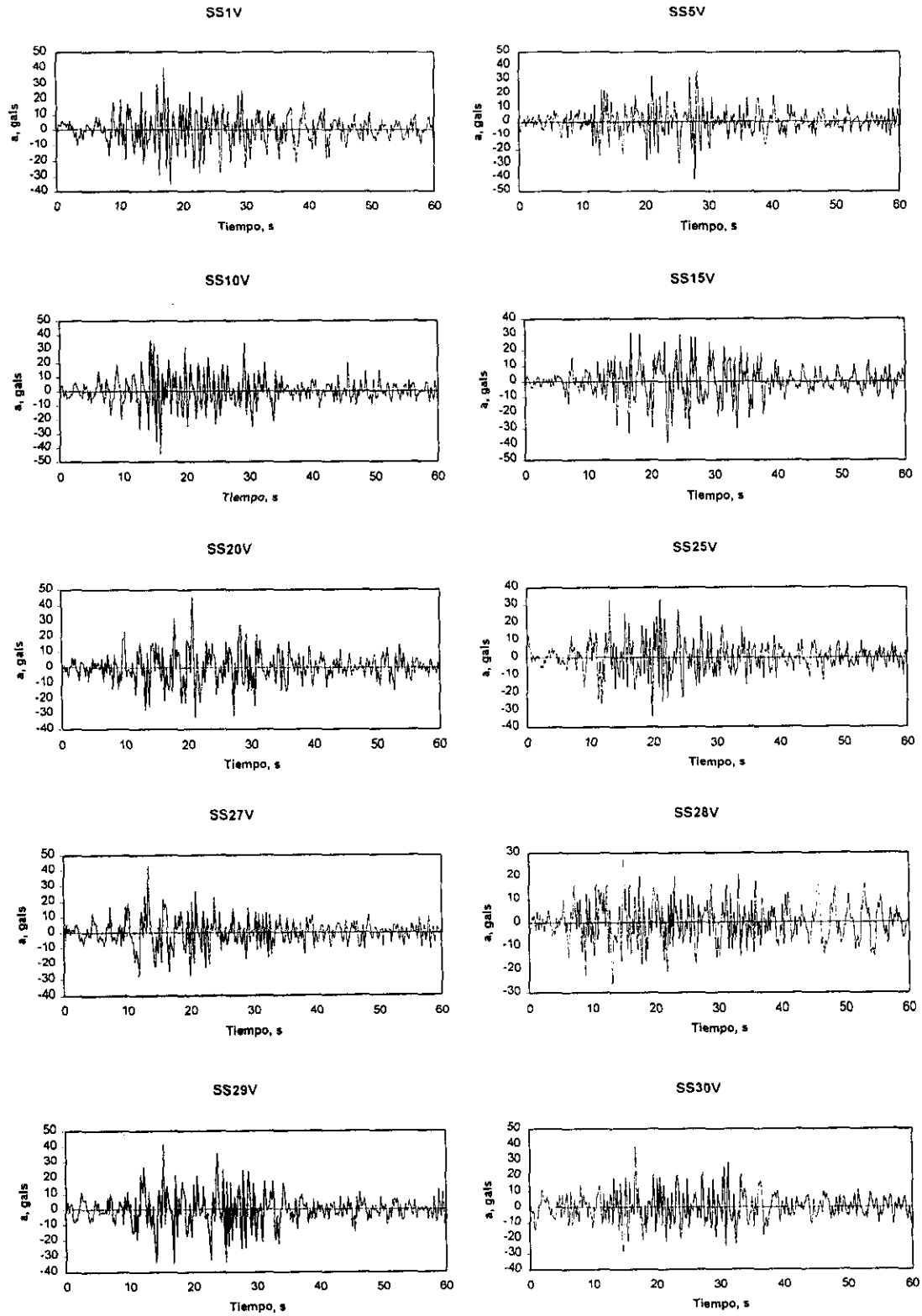


Figura 3.6 Diez acelerogramas generados a partir del sismo S3V en terreno de transición

Tabla 3.2 Características de los movimientos en terreno de transición

Sismo	Fecha	Coordenadas Lat. N-Long. W	Acel. máxima espectral/g	Magnitud Ms	Factor de amplificación
S1V	80/10/24	18.440-98.130	0.1535	6.4	1.52
S2V	85/09/19	18.132-102.573	0.1688	8.1	1.38
S3V	85/09/19	18.182-102.573	0.1600	8.1	1.46
S6V	85/09/21	17.300-108.230	0.0782	7.5	3.00
S7V	85/09/21	17.300-108.230	0.1295	7.5	1.80

Al igual que para los sismos en terreno blando, las aceleraciones espectrales máximas se escalaron a un valor uniforme correspondiente a 100 años de periodo de recurrencia. Con el fin de encontrar el factor de escala correspondiente se debe primeramente especificar la sismicidad regional del sitio en cuestión. Una explicación al respecto se hace en lo que sigue.

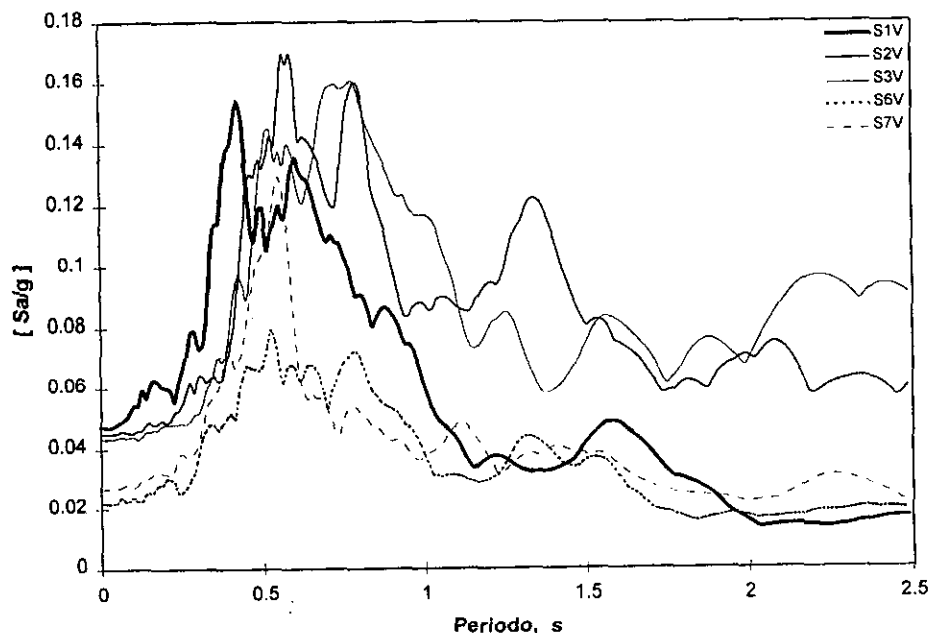


Figura 3.7 Espectros de respuesta correspondiente a terreno de transición. Estación Viveros

3.3 CURVAS DE TASAS DE EXCEDENCIA

La tasa de excedencia es el número medio de veces que se excede una intensidad dada por unidad de tiempo. El peligro sísmico en un sitio determinado se puede expresar en términos de la frecuencia media por unidad de tiempo con que se excede una determinada intensidad sísmica (por ejemplo, la máxima aceleración del movimiento del terreno, la máxima aceleración espectral, la máxima velocidad del movimiento del terreno, etc.). En forma simplificada esto se puede representar a través de una curva de tasa de excedencia, donde la escala vertical es dicha tasa media y la escala horizontal es la intensidad. El inverso de la tasa media de excedencia antes mencionada es equivalente al periodo de recurrencia o de retorno.

En la figura 3.8 se presentan las curvas que relacionan la tasa media de excedencia, por año, de temblores ν [y] versus la aceleración máxima (del terreno firme y espectral) del Distrito Federal (*Esteva, L, Díaz, O, Terán, A, y García, J, 1988*). En esta figura ambos ejes son logarítmicos.

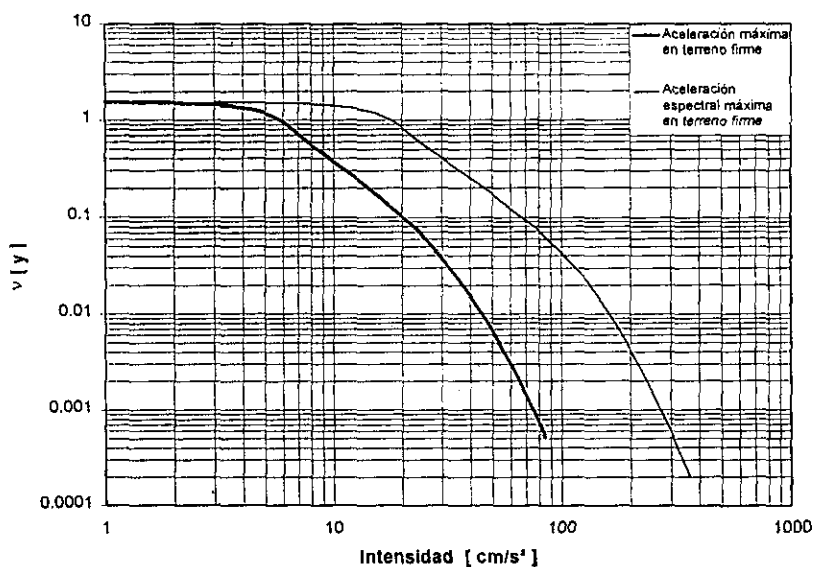


Figura 3.8 Curva intensidad–tasa media de excedencia para terreno firme en el Distrito Federal.

3.3.1 Factores de amplificación de los movimientos sísmicos

Ambas familias de acelerogramas (en terreno blando y de transición) se escalaron de tal manera su aceleración espectral máxima tuviera un periodo de recurrencia de 100 años.

a) Movimientos escalados correspondientes a terreno de transición

Debido a que no se cuenta con una curva de tasa de excedencia para terreno de transición del Distrito Federal, se realizó una interpolación de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Se obtienen las aceleraciones espectrales máximas de los movimientos correspondientes a terreno firme
2. Se obtienen las aceleraciones espectrales máximas de los sismos correspondientes a terreno de transición que correspondan a los mismos eventos sísmicos del inciso anterior
3. Se calcula el promedio de las aceleraciones espectrales máximas para cada grupo de movimientos sísmicos (asociados a terreno de transición y a terreno firme)
4. Se evalúa el cociente de ambos promedios. Este valor se puede considerar como una aproximación de la amplificación que existe entre el movimiento en terreno de transición y el de terreno duro
5. Se lee de la curva de sismicidad regional (figura 3.8) la aceleración espectral máxima en terreno firme para un periodo de retorno de 100 años, $v[y] = 1/100$

6. El valor de aceleración del inciso anterior se multiplica por el factor de amplificación obtenido en el inciso 4, dando lugar a un nuevo valor de aceleración espectral máxima estimada asociada a terreno de transición y a 100 años de periodo de retorno
7. Se calculan los espectros elásticos de los movimientos sísmicos que se usarán en el estudio, y se obtiene la aceleración espectral máxima de cada uno de ellos
8. Se evalúa el cociente de la aceleración espectral máxima obtenida en el punto 6 entre la aceleración máxima de cada espectro obtenida en el inciso 7. El valor calculado es un factor de escala por el cual se multiplica cada uno de los acelerogramas, para así obtener un periodo de retorno de 100 años.

Las aceleraciones espectrales máximas de los sismos registrados en terreno duro (estación Ciudad Universitaria, C.U.) se muestran en la tabla 3.3. En la última columna de esta tabla se presentan los promedios de dichas aceleraciones.

Por otro lado, el promedio de la aceleración máxima espectral para los sismos registrados en la estación Viveros el 21 y el 19 de septiembre de 1985 son iguales a 0.1295g y 0.1688g respectivamente. La amplificación entre el terreno de transición y firme se obtiene de la relación de los promedios anteriores. Para los movimientos del 19 de septiembre dicha relación es igual a 1.250, y para los del 21 de septiembre es de 1.379. El promedio de ambas relaciones es de 1.31.

La aceleración espectral máxima en terreno firme en el Distrito Federal para un periodo de retorno de 100 años (figura 3.8) es igual a 175 cm/s², por lo que la aceleración espectral máxima en terreno de transición resulta:

$$A_t = 175 \times 1.31 = 229.25 \text{ cm / s}^2 = 0.2337 \text{ g}$$

Tabla 3.3 Sismos registrados en terreno duro (C.U.)

Sismo	Fecha	Aceleración máxima espectral / g	Promedio
1	21-09-85	0.0774	0.0938
2	21-09-85	0.0910	
3	21-09-85	0.0980	
4	21-09-85	0.1090	
1	19-09-85	0.1110	0.1310
2	19-09-85	0.1440	
3	19-09-85	0.1320	
4	19-09-85	0.1420	
5	19-09-85	0.1140	
6	19-09-85	0.1430	

Los factores de amplificación de los sismos registrados en la estación Viveros son los que se muestran en la última columna de la tabla 3.2

El mismo procedimiento antes descrito se siguió para encontrar los factores de amplificación de los 30 sismos simulados correspondientes a terreno de transición. Dichos factores se muestran en la tabla 3.4. El nombre de cada sismo simulado es SS#V, donde # toma los valores de 1 a 30.

Una vez que se encontraron los factores de amplificación se multiplicaron por los acelerogramas sin escalar. Los espectros elásticos para 5% de amortiguamiento crítico de los movimientos escalados se muestran en la figura 3.9. Como puede observarse todos ellos tienen el mismo valor de ordenada espectral máxima. En las figuras 3.10 se presentan algunos de los espectros de los acelerogramas escalados. En estas figuras se puede apreciar con mayor detalle la variabilidad del periodo dominante de vibración.

Tabla 3.4 Parámetros correspondientes a sismos simulados (terreno de transición)

Sismo	Aceleración máxima espectral (gals)	Factor de escala
SS1V	177	1.200
SS2V	162	1.311
SS3V	162	1.311
SS4V	175	1.214
SS5V	151	1.407
SS6V	160	1.328
SS7V	140	1.517
SS8V	176	1.207
SS9V	144	1.475
SS10V	206	1.031
SS11V	136	1.562
SS12V	175	1.214
SS13V	151	1.407
SS14V	150	1.416
SS15V	139	1.528
SS16V	214	0.993
SS17V	134	1.585
SS18V	173	1.228
SS19V	124	1.713
SS20V	162	1.311
SS21V	136	1.562
SS22V	161	1.319
SS23V	139	1.528
SS24V	168	1.264
SS25V	166	1.280
SS26V	159	1.336
SS27V	127	1.673
SS28V	95.1	2.234
SS29V	148	1.435
SS30V	135	1.574

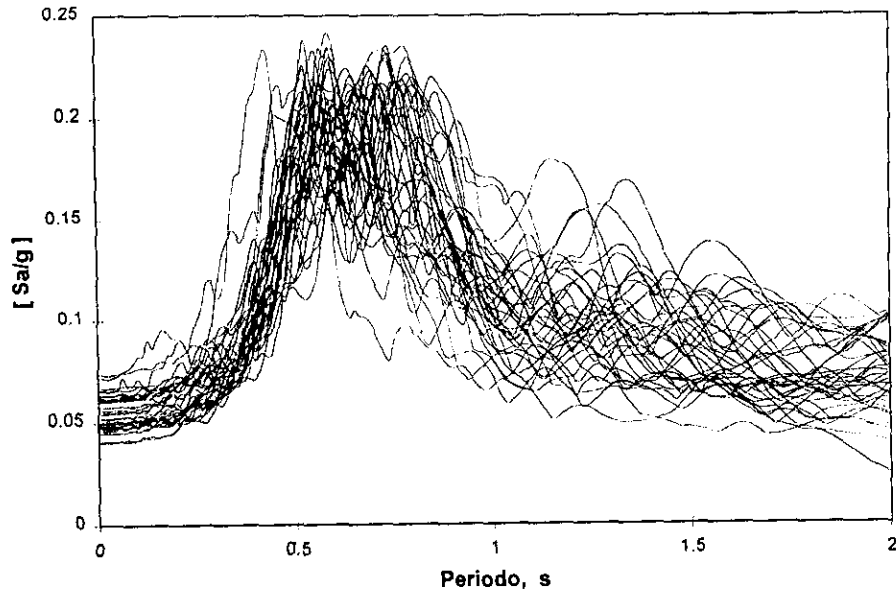


Figura 3.9 Espectros de respuesta de los sismos simulados en terreno de transición

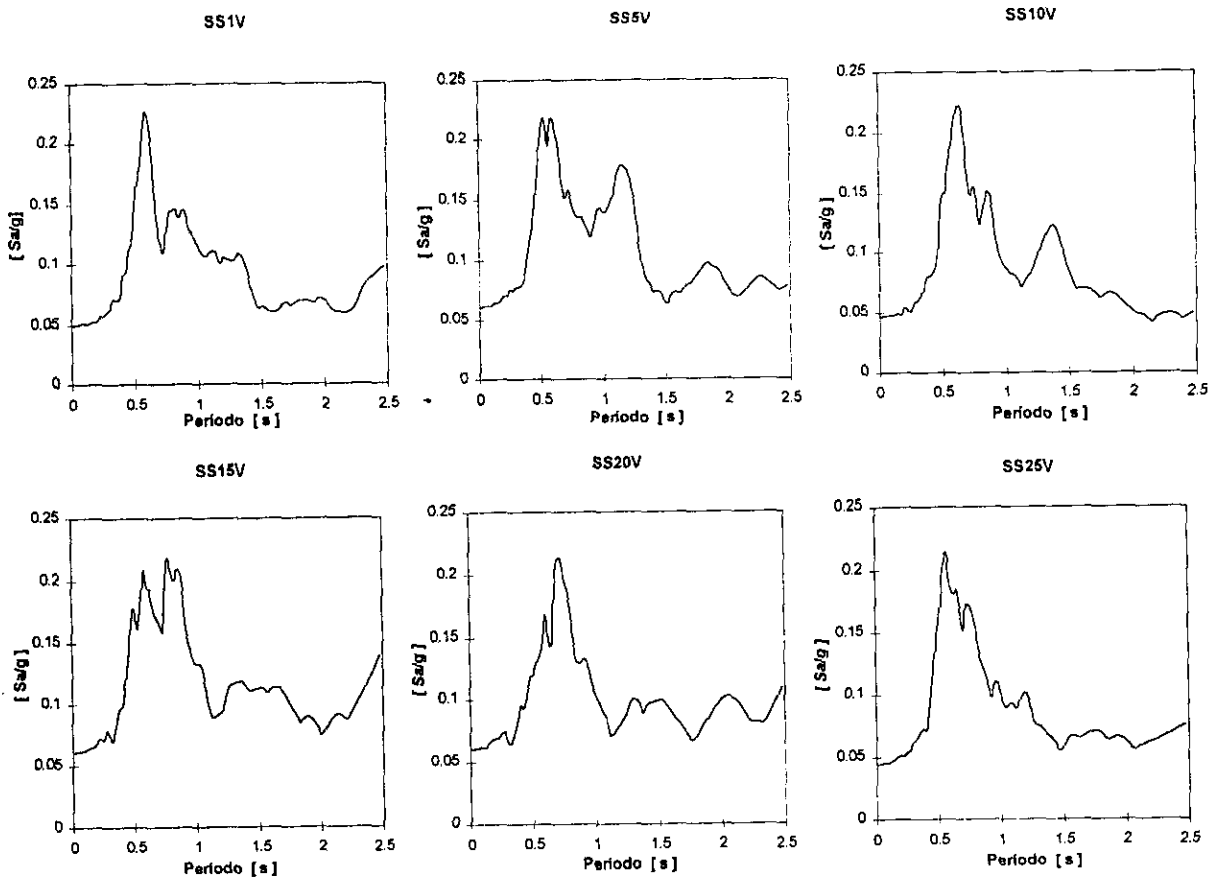


Figura 3.10 Espectros de respuesta de seis sismos simulados (terreno de transición)

En la figura 3.11 se muestra con línea gruesa el promedio de todos los espectros elásticos de los acelerogramas simulados escalados para un 5 % del amortiguamiento crítico correspondientes al terreno de transición. También se muestra, con línea punteada, el promedio más una desviación estándar, y con línea delgada el asociado al registro de la estación Viveros el 19 de septiembre de 1985.

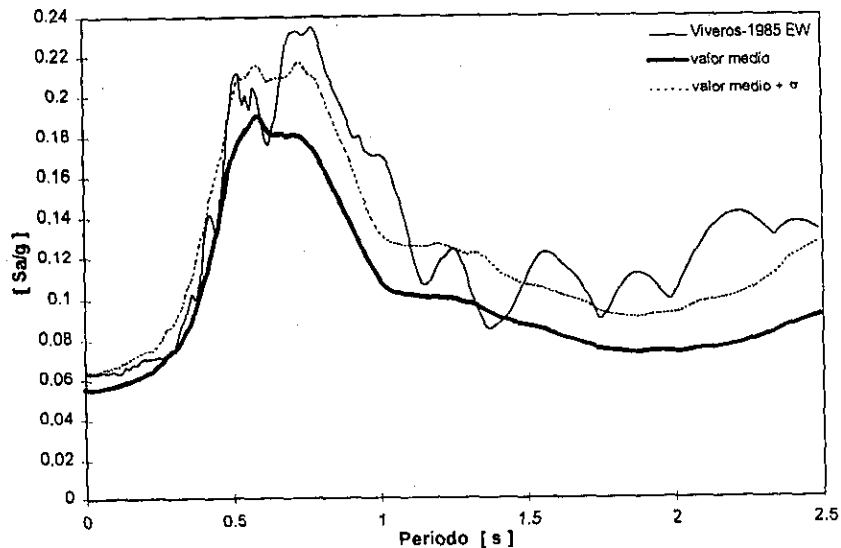


Figura 3.11 Espectros de respuesta escalados correspondientes a la estación Viveros

b) Movimientos escalados correspondientes a terreno blando

Los factores de amplificación correspondientes a terreno blando se pueden ver en la tabla 3.1 y los diagramas de sus respectivos espectros escalados se muestran en la figura 3.12. En este caso la ordenada espectral máxima es igual a 1307.25 cm/s^2 , y la relación de promedios de ordenadas máximas espectrales de movimientos en terrenos blando y duro es igual a 7.47.

En la figura 3.13 se muestra con línea gruesa el promedio de todos los espectros elásticos para un 5 % del amortiguamiento crítico, de los acelerogramas simulados escalados correspondientes al terreno blando. También, se muestra con línea punteada

el promedio más una desviación estándar, y con línea delgada el asociado al registro de la estación SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985.

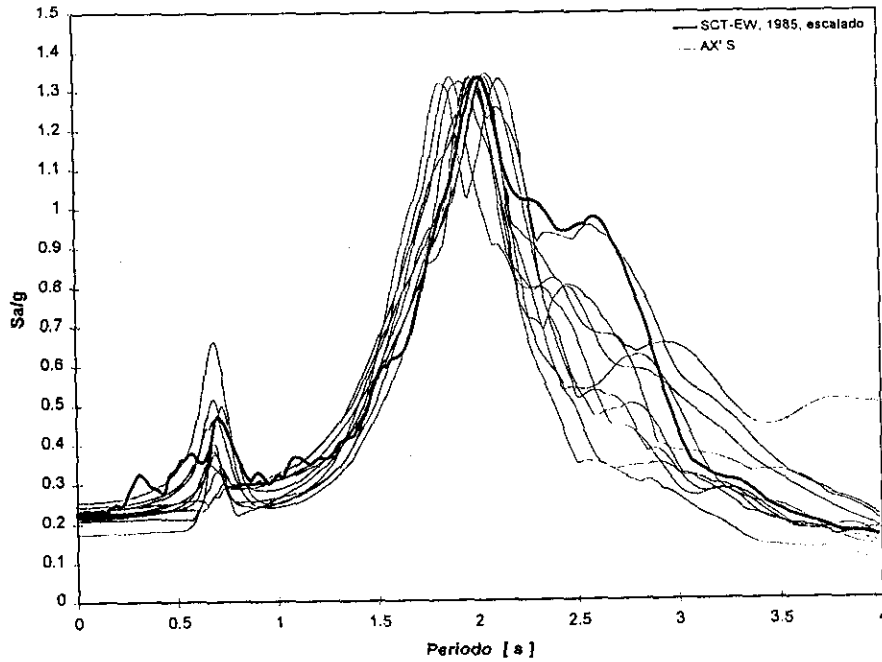


Figura 3.12 Espectros de respuesta escalados en terreno blando, SCT-EW y simulados

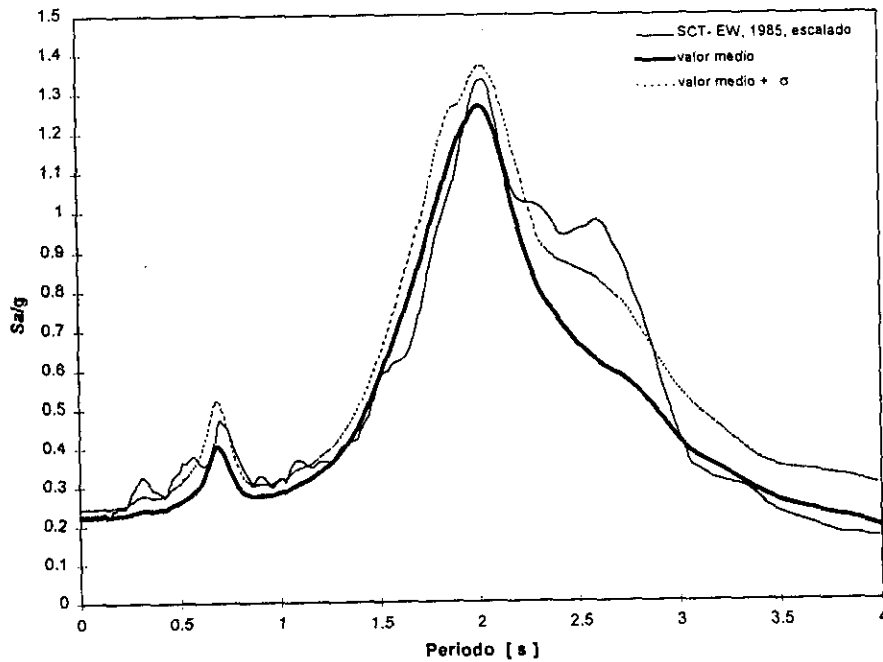


Figura 3.13 Espectros de respuesta escalados correspondientes a la estación SCT

Ambas familias de sismos escalados, asociados a un periodo de recurrencia de 100 años, correspondientes a terrenos blando y de transición, son las que se emplearon para el análisis de los marcos de veinticinco y de cinco niveles, respectivamente.

RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del análisis de la respuesta sísmica no-lineal de los marcos. Primeramente se presentan resultados de los edificios de veinticinco niveles, y en segundo lugar de los edificios de cinco niveles.

4.1 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE LOS MARCOS

El análisis dinámico de los marcos de veinticinco niveles se hizo con el programa de cómputo **DRAIN-2D** (*Kannan A y Powell G., 1973*). Para los de cinco niveles se usó el programa de cómputo **DRAIN-2DX** (*Prakash V., Powell G.H. y Campbell S., 1993*). Esto se debe a que los muros de los edificios de veinticinco niveles solo presentan resistencias ante cargas cortantes horizontales, mientras que los muros de los marcos de cinco niveles se consideran como muros integrados a los marcos estructurales y resisten fuerzas cortantes, y también fuerzas axiales y momentos flexionantes en su plano.

El programa **DRAIN-2D** tiene la ventaja de que admite que el comportamiento de los muros sea no-lineal y que los muros presenten resistencia nula después de cierta deformación última prescrita; sin embargo, no permite el análisis de muros que resistan carga axial ni momento flexionante. Por su lado, el programa **DRAIN-2DX** sí permite esto último siempre y cuando el comportamiento estructural sea elástico lineal; es decir, no permite que los muros tengan un comportamiento no-lineal.

4.2 CARGAS VIVAS EMPLEADAS EN EL DISEÑO Y EN EL ANÁLISIS NO-LINEAL

4.2.1 Cargas vivas nominales

En el diseño estructural de los marcos de veinticinco y cinco niveles se emplearon valores nominales de carga viva que se muestran en la tabla 4.1

Tabla 4.1 Cargas vivas nominales de diseño en los marcos

Nivel	Carga viva máxima (kg/m ²)		Carga viva instantánea (kg/m ²)	
	RCDF-76	RCDF-93	RCDF-76	RCDF-93
azotea	100	100	70	70
intermedios	240*	288*	90	90

*marco de veinticinco niveles

†marco de cinco niveles

La carga viva máxima y la carga viva instantánea de diseño se obtuvieron de acuerdo al artículo **199** para los diseños con el **RCDF-93**, y al artículo **227** para los diseños con el **RCDF-76**, según el destino de piso que se le dio al edificio. En este caso se mencionó que los edificios son para uso habitacional.

Para el cálculo de la carga viva máxima W_m de acuerdo con el RCDF-76, se consideró un área tributaria A triangular en ambos sentidos del edificio de 12.25 m^2 para los marcos de veinticinco niveles localizados en terreno blando y de 6.25 m^2 para los marcos de cinco niveles localizados en terreno de transición. Dicha carga se obtiene con la siguiente expresión:

$$W_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}} \quad (4.1)$$

La expresión anterior da como resultado una carga viva máxima actuando en los entrepisos de 240 kg/m^2 para los marcos de veinticinco niveles y de 288 kg/m^2 para los marcos de cinco niveles. Las cargas anteriores se repartieron uniformemente en las trabes. Se observa en la tabla 4.1 que la carga viva máxima actuando en los entrepisos de acuerdo al RCDF-76 es mayor que la propuesta por RCDF-93.

4.2.2 Cargas vivas medias

Para el análisis no-lineal de los marcos localizados en ambos terrenos, se emplearon valores medios de las cargas vivas. Dicha sollicitación se obtiene con la siguiente expresión (Ruiz, S.E., 1993):

$$S_m = \frac{S_n}{(1 + 2C_s)} \quad (4.2)$$

donde:

S_m es el valor medio de la sollicitación

S_n es el valor nominal de la sollicitación

C_s es el coeficiente de variación de la sollicitación

El coeficiente de variación de la sollicitación C_s se obtiene con la siguiente expresión:

$$C_s^2 = C_\gamma^2 + r_c^2 C_{W_m}^2 + (1-r_c)^2 C_{W_v}^2 \quad (4.3)$$

donde W_m y W_v se refieren a las cargas muertas y vivas respectivamente, y γ se asocia a la incertidumbre en fórmulas. Los valores que se adoptan para este trabajo son: $C_\gamma = 0.15$, $C_{W_m} = 0.08$ y $C_{W_v} = 0.30$; r_c define la relación de carga mediante la siguiente expresión:

$$r_c = \frac{W_m^*}{(W_m^* + W_v^*)} \quad (4.4)$$

donde el asterisco indica que son valores nominales de carga (ver tabla 1.2, 1.6 y 4.1).

Con base a lo anterior, se obtuvieron los valores medios de carga vivas instantáneas en cada uno de los marcos (localizados en terreno blando y de transición) los cuales se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Cargas vivas instantáneas medias en los marcos

Nivel	Carga viva instantánea media (kg/m ²)	
	RCDF-76	RCDF-93
azotea	52.238	52.238
intermedios	67.164	67.164

Estos valores de cargas vivas instantáneas corresponden tanto para los marcos de veinticinco niveles (localizados en terreno blando) como para los marcos de cinco niveles (localizados en terreno de transición). En todos los casos, el coeficiente de variación C_s de la sollicitación dado por la expresión 4.3 fue igual 0.17. Las cargas muertas no se convirtieron a valores medios por considerar que tienen poca variabilidad respecto a las nominales.

4.3 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS LOCALIZADOS EN TERRENO BLANDO

Se analizaron los marcos de veinticinco niveles con los once acelerogramas mencionados en el capítulo anterior. En la sección que sigue se muestran resultados correspondientes a uno de los once acelerogramas. A continuación se muestra la configuración de desplazamientos máximos y las articulaciones plásticas que se formaron después de ocurrido dicho movimiento sísmico.

4.3.1 Desplazamientos máximos respecto a la base

En la figura 4.1 se presenta la configuración de los desplazamientos inelásticos máximos respecto a la base de los marcos con muros de tabique de barro (mmtb) y muros de tabique hueco (mmth) diseñados con el **RCDF-93** y con el **RCDF-76**.

La figura hace ver claramente que la configuración de desplazamientos es similar a la de un marco de tipo esqueletal (sin muros de rigidez) y no a la configuración de un marco con planta baja débil (con desplazamiento relativo grande en el primer nivel y con desplazamientos relativos pequeños y uniformes en los niveles superiores). Esto resulta lógico, ya que hay una gran aportación de rigidez y resistencia al sistema global de las trabes y columnas que componen los marcos, y los muros contribuyen poco a la rigidez global. Lo anterior se debe a que son muros que sólo resisten rigidez lateral (no toman carga axial ni flexión), por ello los elementos mecánicos de flexión y carga axial se distribuyen en su totalidad en las columnas y las trabes.

Se observa también en la gráfica que los marcos diseñados con el **RCDF-76** tuvieron mayores desplazamientos en los primeros diez u once niveles que los diseñados con el **RCDF-93**, dando lugar a una mayor disipación de energía en esa zona. Esto se puede ver también en el patrón de articulaciones plásticas mostradas en el siguiente inciso.

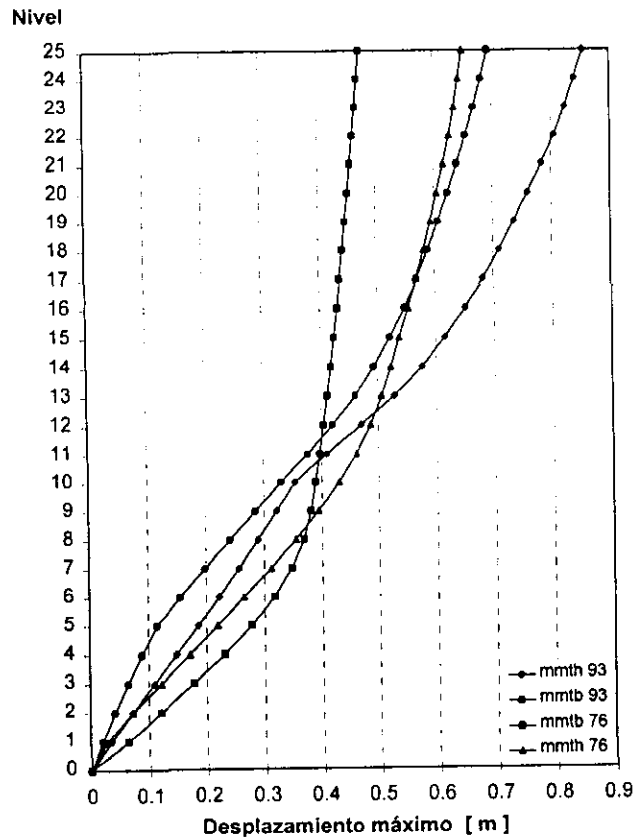


Figura 4.1 Desplazamientos máximos respecto a la base de los marcos localizados en terreno blando

4.3.2 Articulaciones plásticas en los marcos

En la figura 4.2 se muestran las articulaciones plásticas en los marcos provocadas por uno de los once acelerogramas empleados en el análisis (AX15). Los dos marcos de la izquierda fueron diseñados con el RCDF-76, mientras que los dos de la derecha con el RCDF-93. En esta figura se indican cuatro diferentes intervalos de rotaciones plásticas que se desarrollaron en los extremos de las trabes y de las columnas. La mínima rotación plástica que se indica es de 0.000006 radianes que se presentó en una de las columnas del marco con muros de tabique hueco y la máxima es de 0.0758 radianes que se localizó en un de las trabes del marco con muros de tabique de barro.

En dicha figura se observa que los marcos diseñados con el RCDF-93 (lado derecho

de la figura) presentaron mayor número de articulaciones plásticas en los niveles superiores que los marcos diseñados con el **RCDF-76** (lado izquierdo de la figura); sin embargo, debe observarse que la magnitud de las rotaciones plásticas es mayor en los marcos diseñados con el **RCDF-76**. Esto se debe a que los elementos de esos entresijos tienen menor resistencia.

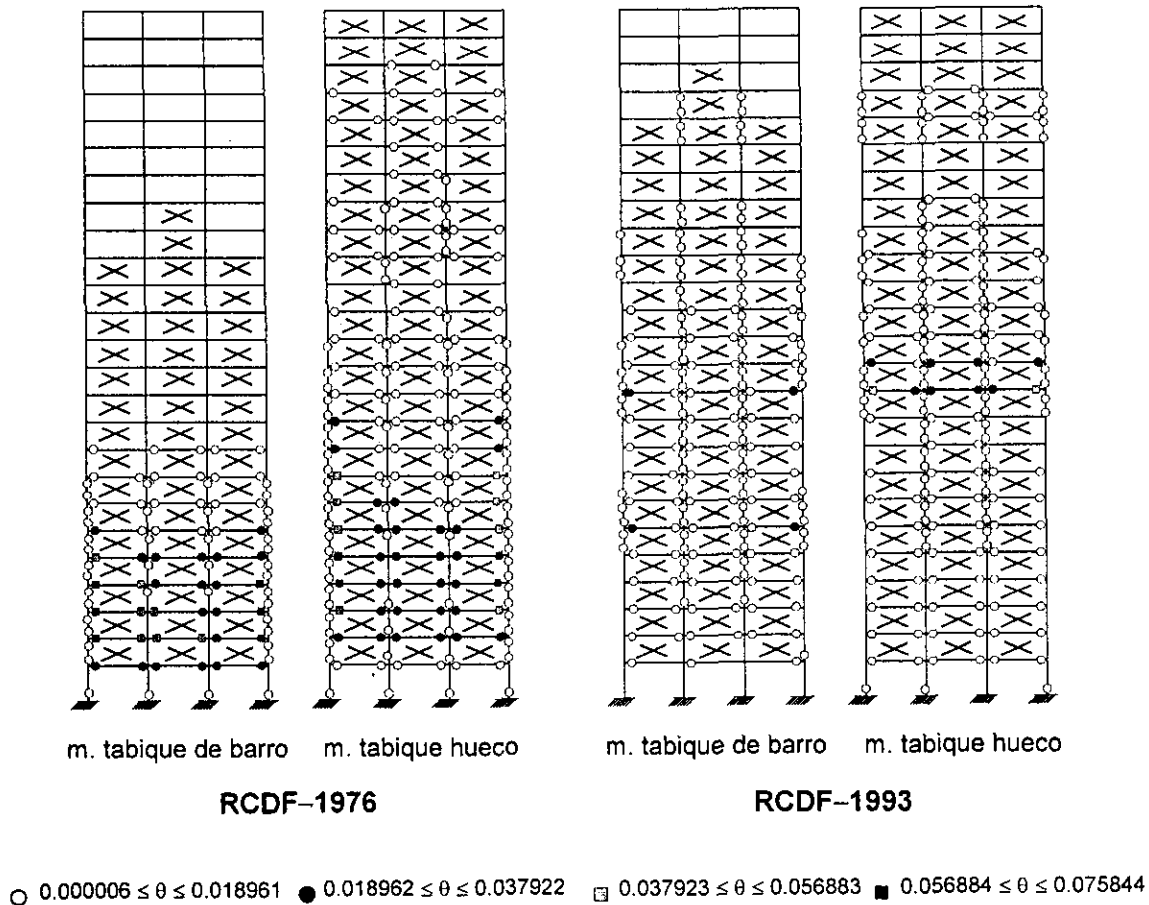


Figura 4.2 Rotaciones plásticas en los marcos, en radianes

En la misma figura se indica con una cruz los muros que fluyeron durante la parte intensa del sismo, dando lugar a un comportamiento no lineal. De los resultados de la computadora se observó que primeramente fluyeron los muros inferiores y en forma consecutiva los inmediatamente superiores a estos. En general fluyeron más muros de los marcos diseñados con el **RCDF-1993** que los diseñados con el **RCDF-1976**.

Se puede decir, después del análisis anterior, que los marcos diseñados con el **RCDF-1993** tuvieron un mejor comportamiento estructural, ya que se disipó la energía de forma más uniforme a lo alto de los marcos, mientras que en los diseñados con el **RCDF-1976** se concentró en los pisos inferiores dando lugar a una más alta concentración de daño en estos.

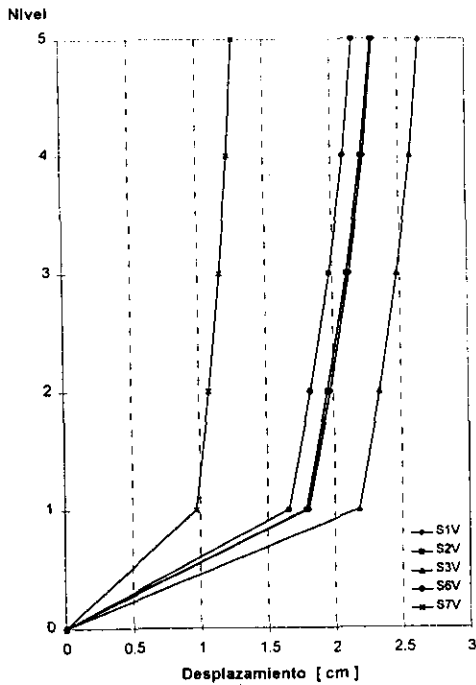
4.4 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MARCOS LOCALIZADOS EN TERRENO DE TRANSICIÓN

Los marcos de cinco niveles con "muros de carga" hechos de **1) concreto, 2) tabique de barro y 3) tabique hueco**, se analizaron con el programa de cómputo **DRAIN-2DX**. Con este programa es posible modelar los muros estructurales que componen a los tres marcos; es decir, es posible incluir en el proceso de análisis la contribución de la rigidez a la flexión, a la carga axial y al cortante de los muros.

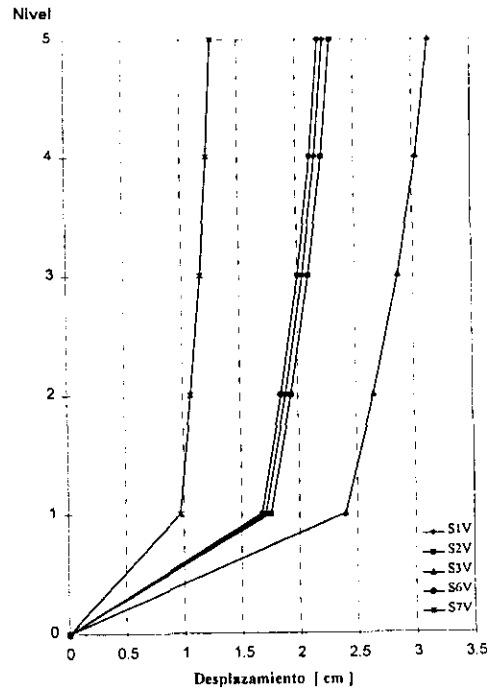
4.4.1 Desplazamientos máximos respecto a la base

Las figuras 4.3 presentan desplazamientos máximos inelásticos respecto a la base de marcos con a) muros de concreto, b) muros de tabique de barro, y c) muros de tabique hueco. En la parte izquierda se muestran los diseñados con el **RCDF-76**, y en la parte derecha los diseñados con el **RCDF-93**. Cada una de las figuras muestra desplazamientos asociados a los cinco acelerogramas escalados registrados en la estación Viveros (S1V, S2V, S3V, S6V y S7V).

En todos estos casos es visible la configuración deformada de un marco con planta baja débil; es decir, con un desplazamiento de entrepiso muy grande en el primer nivel y con desplazamientos relativos pequeños y uniformes en los entrepisos superiores. Estos son más evidentes en el marco con muros de concreto, por su gran rigidez y resistencia ante cargas laterales.

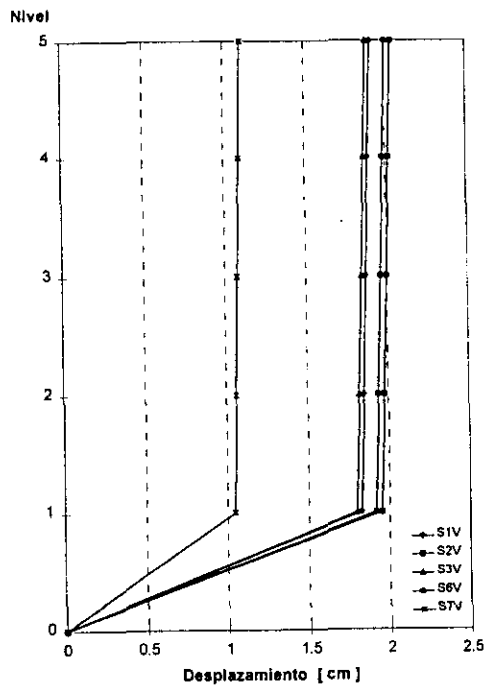


RCDF-1976

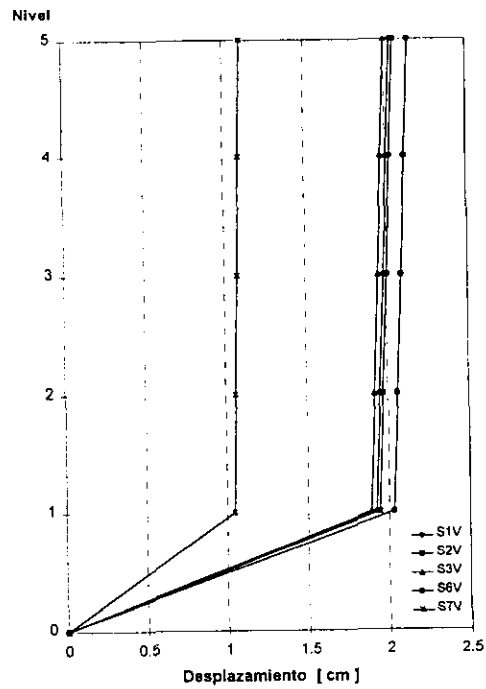


RCDF-1993

a) Marcos con muros de tabique de barro



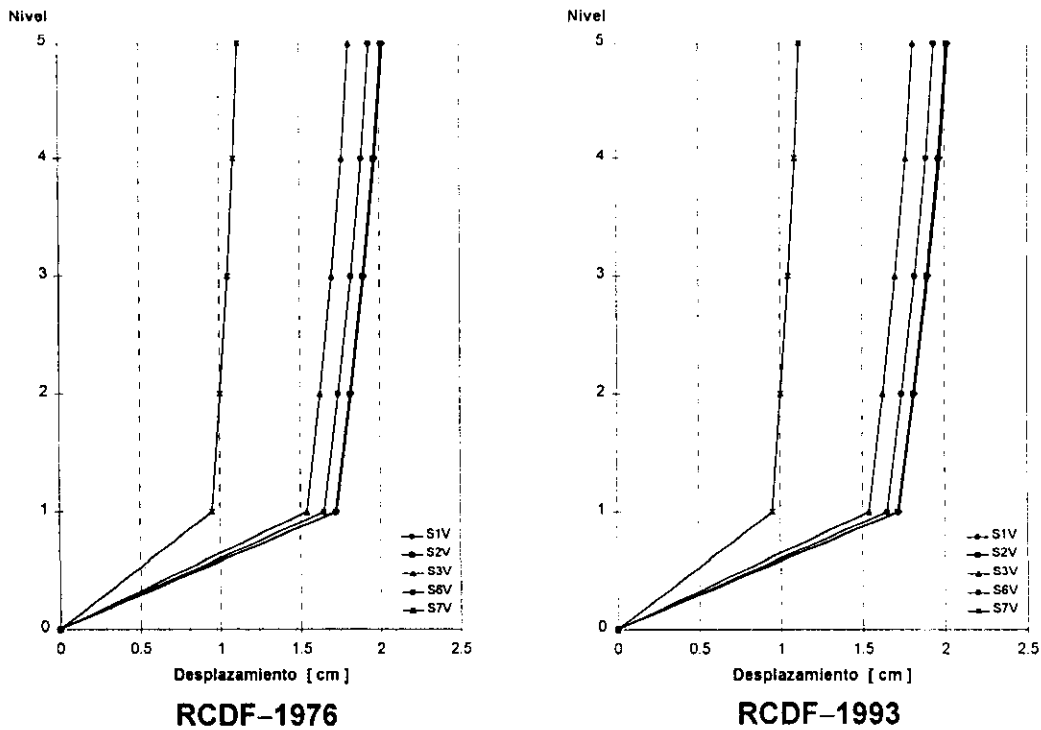
RCDF-1976



RCDF-1993

b) Marcos con muros de concreto

Figura 4.3 Desplazamientos máximos de los marcos ante sismos reales, estación Viveros



c) Marcos con muros de tabique hueco

Figura 4.3 Desplazamientos máximos de los marcos ante sismos reales, estación Viveros

En todos los casos el sismo S7V es el que le causa menores deformaciones laterales a los marcos. Esto resulta explicable si se observa el espectro de aceleraciones de estos movimientos (ver figura 3.7). Por otro lado, los que le causan mayores deformaciones son los sismos S3V para los marcos con muros de tabique de barro, el S2V y el S6V para los marcos con muros de concreto, y el S1V y el S2V para el caso de los marcos con muros de tabique hueco. La razón es que estos acelerogramas tienen periodos dominantes muy cercanos a los periodos fundamentales de las estructuras en estudio.

4.4.2 Valores medios y coeficientes de variación de los desplazamientos del primer nivel

En la tabla 4.3 se muestran las estadísticas (valor medio y coeficiente de variación CV) de los desplazamientos relativos inelásticos del primer entrepiso. Estos valores se obtuvieron del análisis del conjunto de excitaciones registradas y simuladas para los

tres tipos de marcos y para los dos reglamentos de diseño.

En esta tabla se observa que el valor medio de los desplazamientos máximos no rebasa el desplazamiento de entrepiso máximo permitido por el reglamento actual (**RCDF-93**) que en este caso es de 4.2 cm ($\delta = 0.012 \times 350$), donde 350 cm es la altura de primer entrepiso, en ninguno de los tres casos.

Tabla 4.3 Estadísticas de los desplazamientos máximos en el primer nivel

RCDF	Marco con muros de concreto		Marco con muros de tabique barro		Marco con muros de tabique hueco	
	valor medio (cm)	CV	valor medio (cm)	CV	valor medio (cm)	CV
1976	1.76	0.13	1.81	0.17	1.58	0.13
1993	1.77	0.14	1.80	0.16	1.58	0.13

Las estadísticas muestran que el valor medio de desplazamientos relativos inelásticos del primer piso es sensiblemente igual para los marcos diseñados con uno y con otro reglamento. Los que presentan valores menores son los correspondientes a los marcos con muros de tabique hueco (1.58 cm), y los que presentan mayores desplazamientos son los que tienen muros de tabique de barro (1.81 cm).

4.4.3 Articulaciones plásticas en los marcos

Los elementos de los marcos (trabes y columnas) diseñados con el **RCDF-93** se comportaron en todos los casos dentro del intervalo elástico lineal, es decir no presentaron fluencia (figuras 4.4a-b). Sin embargo, algunos elementos como trabes y columnas del primer piso de los marcos diseñados con el **RCDF-76** tuvieron un comportamiento no lineal, es decir desarrollaron articulaciones plásticas en sus

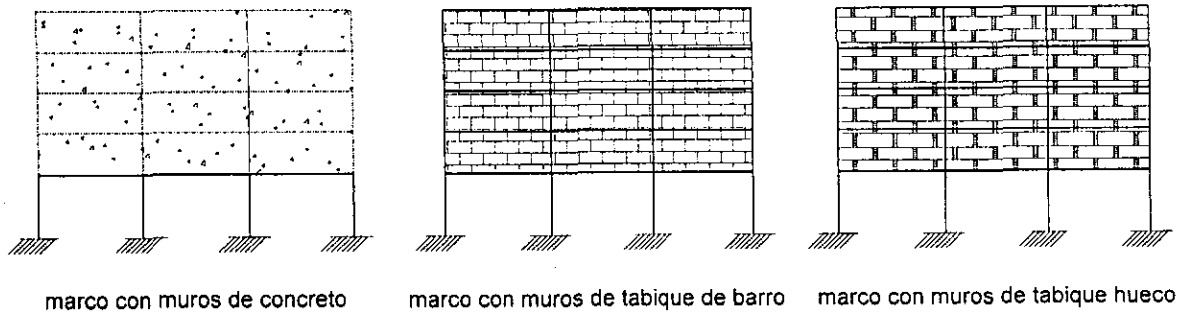
extremos (figuras 4.5 a–c). La fluencia en los extremos de las columnas ocurrió cuando las secciones de las trabes del primer entrepiso eran de 35 × 70 cm. Se pensó entonces que el trabajo inelástico concentrado en las columnas era debido a la gran rigidez que poseían las trabes. Este mecanismo de falla es indeseable como se mencionó anteriormente, lo recomendable es que las rotaciones plásticas se formen en las trabes y no en las columnas. Para lograr lo anterior, se redujeron las secciones transversales de las trabes de tal forma que las articulaciones plásticas se presentaran en estas y evitar el modo de falla frágil de piso bajo débil debido a las rotaciones plásticas en las columnas, como se muestra más adelante.

Se propusieron nuevos diseños estructurales en los tres marcos en donde las secciones de las trabes del primer entrepiso fueron de: **a)** 30 × 60 cm y **b)** 25 × 50 cm. Las secciones transversales de las columnas no cambiaron en ninguno de los incisos anteriores. Estas fueron iguales a las mostradas en la tabla 1.5. Los tres diseños cumplen con los requerimientos del **RCDF–1976**, tanto por resistencia como por condiciones de servicio (flecha máxima debida a carga muerta y peso del muro).

En el caso de los marcos con trabes de 25 × 50 cm, diseñados con el **RCDF–93**, no se llevó a cabo el análisis no–lineal debido a que los desplazamientos relativos de entrepiso del primer nivel obtenidos en el análisis elástico (**RCBE, ver. 4, 1996**) rebasaron la norma establecida por dicho reglamento que es $\delta = 0.012 \times 350 = 4.2$ cm. Cabe señalar que en el análisis elástico, la revisión de los desplazamientos relativos de entrepiso subsecuentes al primero, se consideró que estos no deberían rebasar el desplazamiento especificado de 0.006 la altura entrepiso, debido a la presencia de los muros ligados a la estructura (ver sección 2.1.3 del capítulo 2).

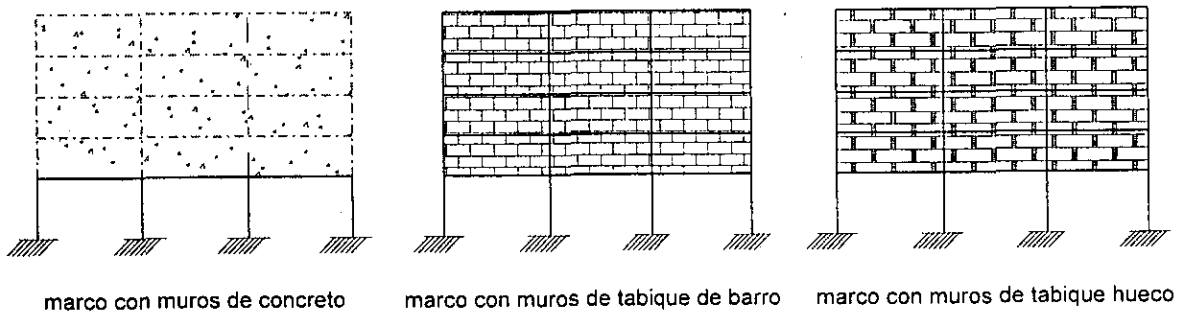
Los tres marcos que aparecen en las figuras 4.5 a–c corresponden a marcos con muros de concreto (izquierda), muros de tabique de barro (centro) y muros de tabique hueco (derecha). Todos ellos se excitaron con el sismo S3V.

En general presentan mayor número de articulaciones plásticas los marcos con muros de concreto y menos articulaciones los que tienen muros de tabique hueco.



RCDF-1993

Figura 4.4a Marcos sin articulaciones plásticas en sus elementos (trabes de 35 × 70 cm)



RCDF-1993

Figura 4.4b Marcos sin articulaciones plásticas en sus elementos (trabes de 30 × 60 cm)

En la figura 4.5a (trabes del primer nivel de 35 × 70 cm) se observa que en los marcos con muros de concreto y de tabique de barro, se presentó un mecanismo de falla en el piso bajo débil, mientras que en el marco con muros de tabique hueco, sólo aparecieron tres articulaciones plásticas en los extremos inferiores de las columnas. Es decir que en este tipo de marcos y con las características indicadas, puede llegar a presentarse falla en el piso bajo débil. Esto se debe a que el RCDF-76 da lugar a resistencias menores en los elementos con respecto a los que conduce el RCDF-93.

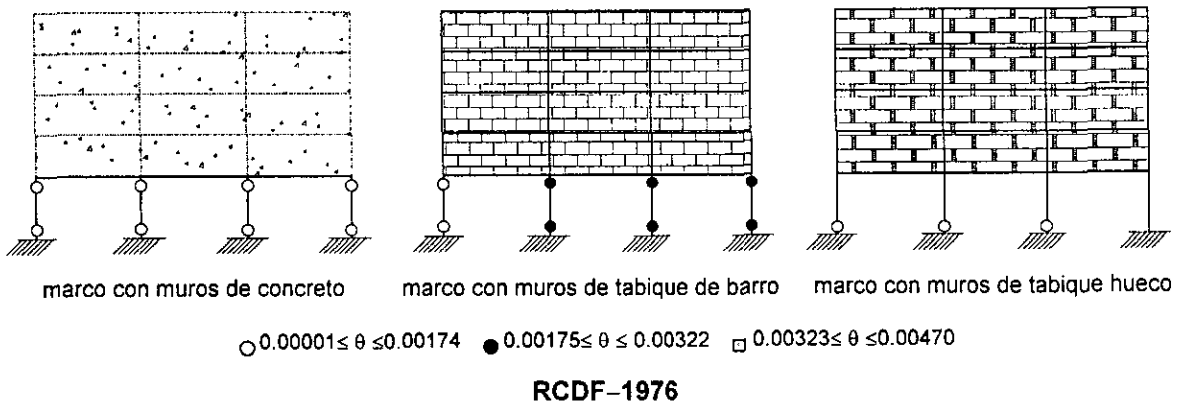


Figura 4.5a Articulaciones plásticas en los marcos con traves de 35 × 70 cm

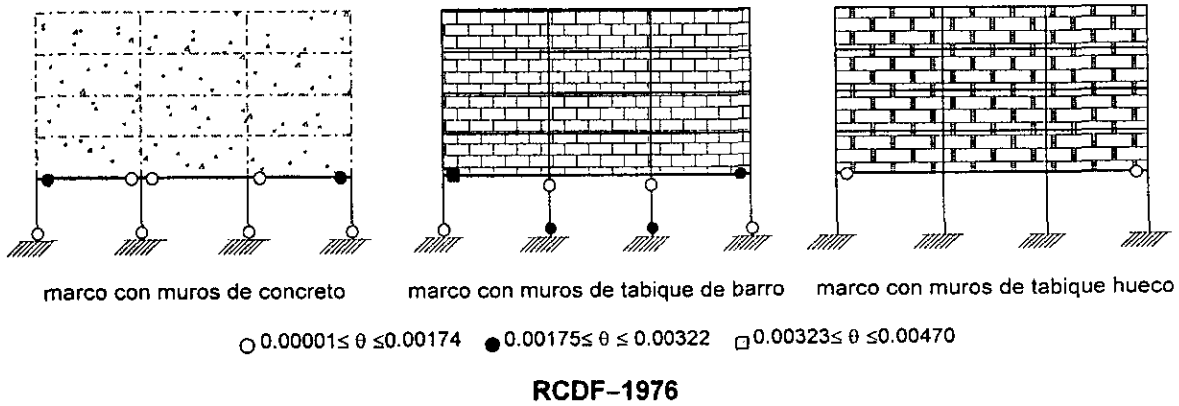


Figura 4.5b Articulaciones plásticas en los marcos con traves de 30 × 60 cm

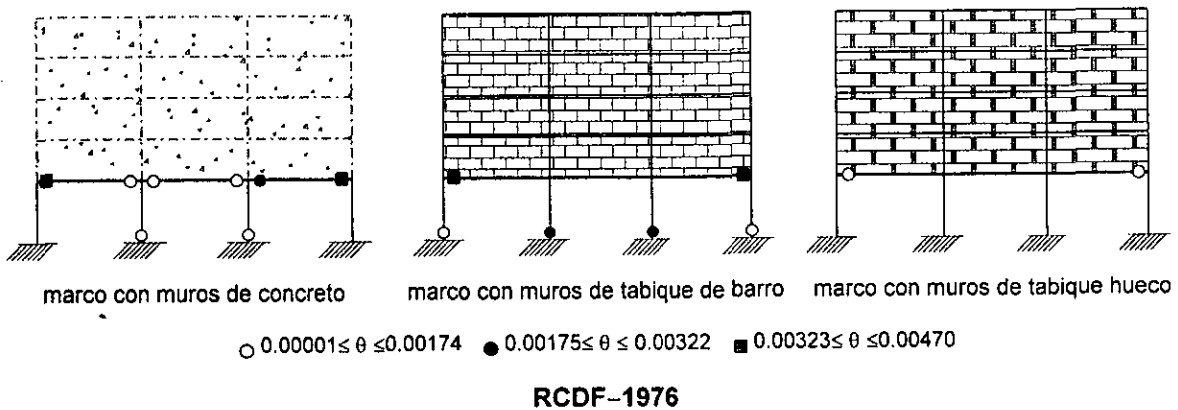


Figura 4.5c Articulaciones plásticas en los marcos con traves de 25 × 50 cm

La razón por la cual no hubo falla por piso bajo débil en el marco con muros de tabique hueco, es porque las columnas tienen mayor rigidez y resistencia que las de los dos marcos mencionados antes. Este se diseñó con un factor de comportamiento sísmico igual a 1.5, mientras que los otros dos se diseñaron con un factor $Q = 2$.

A partir de las figuras 4.5 a–c se puede deducir que una forma de evitar la falla por piso bajo débil en este tipo de estructuración, es disminuyendo la rigidez a la flexión en las trabes del primer nivel. En este caso originalmente las secciones de las trabes del primer piso eran de 35×70 cm, para lograr lo anterior, se disminuyeron a 30×60 cm y posteriormente a 25×50 cm.

Se observa claramente que en efecto, al disminuir las inercias de las trabes, las articulaciones plásticas en los extremos superiores de las columnas del marco con muros de concreto se “movieron” hacia las trabes, presentando un mecanismo de falla denominado “de trabes” (columna fuerte–trabe débil).

En el caso del marco con muros de tabique de barro, las articulaciones de los extremos superiores de las columnas exteriores se movieron a la trabe y las articulaciones de las columnas interiores permanecieron en el mismo sitio. Esta situación es favorable, ya que también el mecanismo de falla es aceptable.

Por último, en el marco con muros de tabique hueco la situación resultó más favorable, debido a que no se presentaron articulaciones plásticas en las columnas, y sólo las trabes fluyeron (para esta condición de análisis).

4.4.3.1 Condiciones y restricciones en el modelado estructural de los marcos

Un aspecto importante que influye en la aparición de las articulaciones plásticas en los marcos aquí presentados es la forma en que estos se modelan en los programas de

cómputo. En el caso del marco con muros de concreto, desde el punto de vista práctico y por la forma en que se construye este tipo de marcos con los muros, es muy difícil que aparezcan las articulaciones plásticas en la trabe del primer nivel, ya que ésta realmente está adherida de alguna forma a los muros de concreto (figura 4.6), usualmente por medio de anclas de acero perpendiculares al eje longitudinal de la trabe y del muro. Esto proporciona una gran rigidez a la trabe y por lo tanto las deformaciones que se presenten en los extremos de esta deben ser muy pequeñas.

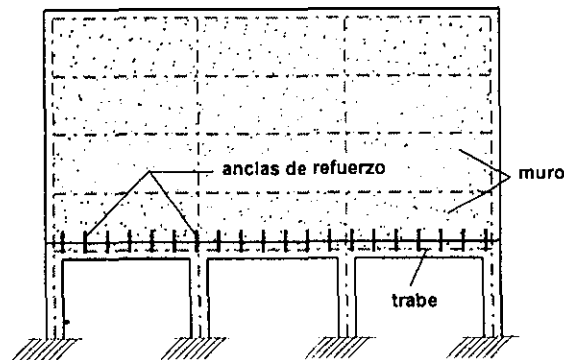


Figura 4.6 Anclaje entre la trabe del primer nivel y los muros

Lo anterior resulta difícil representarlo en los programas de cómputo como el **DRAIN-2DX**. El muro se conecta a cuatro nudos (figura 4.7) con ocho desplazamientos como grados de libertad (*Prakash V., Powell G.H. y Campbell S., 1993*).

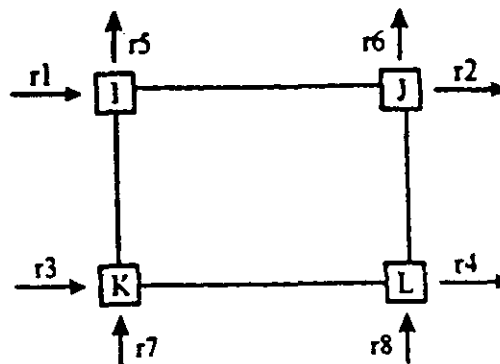


Figura 4.7 Modelado del elemento muro y grados de libertad en el DRAIN-2DX

En la figura 4.7, el muro no tiene conectividad intermedia entre los nudos ya sea en forma horizontal (I con J y K con L) o vertical (I con K y J con L). La trabe del primer nivel, en este caso se conecta en forma horizontal a los nudos K y L y no existe conectividad intermedia, por lo que la trabe, en teoría “se despega” del muro entre la conectividad, situación que no se presenta en la realidad. Por ello, las articulaciones plásticas mostradas en el marco con muros de concreto en las figuras 4.5b–c dan una idea de lo que sucede si se modelan de esta forma, pero en realidad no deben aparecer porque constructivamente están unidos estos dos elementos (trabe y muro).

4.4.4 Relaciones de momentos de inercia y de rotaciones en columnas y trabes

Lo descrito en las secciones anteriores se puede visualizar de manera global en las figuras 4.8, 4.9 y 4.10, correspondientes a marcos con muros de concreto, de tabique de barro, y de tabique hueco, respectivamente. Todos estos marcos se diseñaron con el **RCDF–1976**. En dicha figura el eje horizontal representa la relación de momento de inercia de la columna entre el de la trabe ($I_{columna}/I_{trabe}$), y el eje vertical es la relación de rotaciones plásticas máximas demandadas por las trabes (obtenidas del **DRAIN–2DX**) entre la rotación plástica última de estas tomando en cuenta el comportamiento del acero en el intervalo de endurecimiento por deformación ($\theta_{trabe}/\theta_{última}$). Estas se obtuvieron en función del diagrama *momento–curvatura*. Los momentos de inercia de columnas y trabes se obtuvieron con la sección transformada. Los valores de dichos momentos de inercia se muestran en las tablas 4.4a–c.

Tabla 4.4a Momentos de inercia en las secciones, marco con muros de concreto

Columna (cm)	Trabe (cm)	Inercia de columnas (cm ⁴)	Inercia de trabes (cm ⁴)
36 × 36	35 × 70	196354.95	1192907.41
	30 × 60	187513.21	621438.39
	25 × 50	187513.21	351757.96

Tabla 4.4b Momentos de inercia en las secciones, marco con muros de tabique de barro

Columna (cm)	Trabe (cm)	Inercia de columnas (cm ⁴)	Inercia de trabes (cm ⁴)
35 × 35	35 × 70	177184.99	1192907.41
	30 × 60	177184.99	628870.82
	25 × 50	169010.30	327506.28

Tabla 4.4c Momentos de inercia en las secciones, marco con muros de tabique de hueco

Columna (cm)	Trabe (cm)	Inercia de columnas (cm ⁴)	Inercia de trabes (cm ⁴)
37 × 37	35 × 70	228861.62	1192907.41
	30 × 60	228861.62	661025.92
	25 × 50	251169.82	356749.88

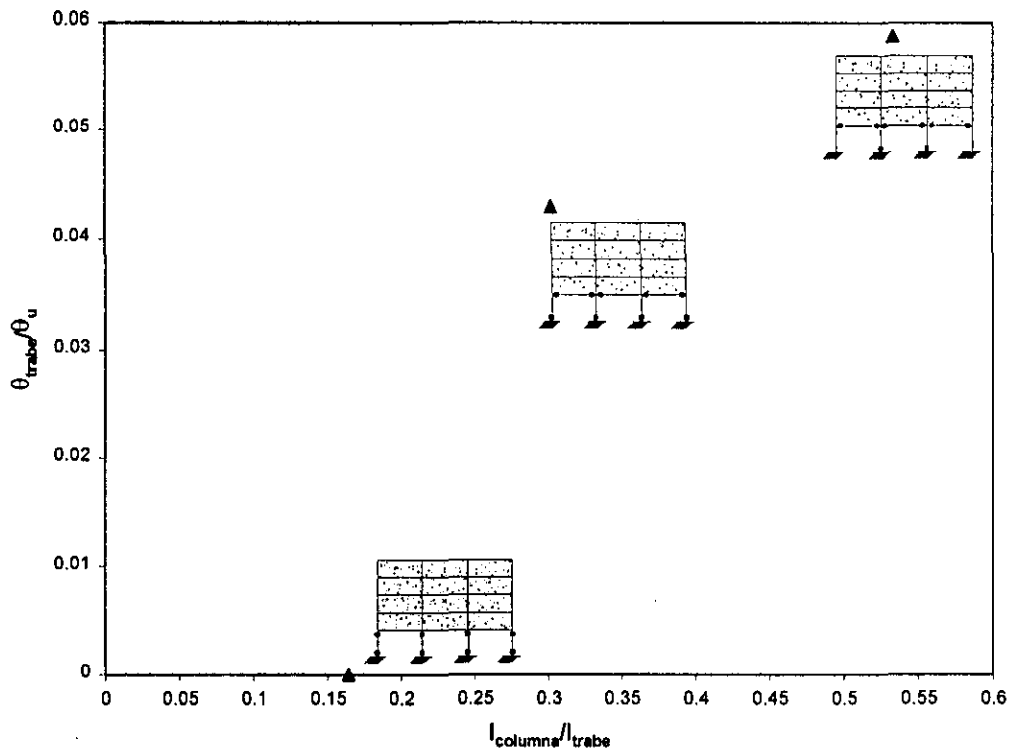


Figura 4.8 Marco con muros de concreto, RCDF-1976, Q = 2

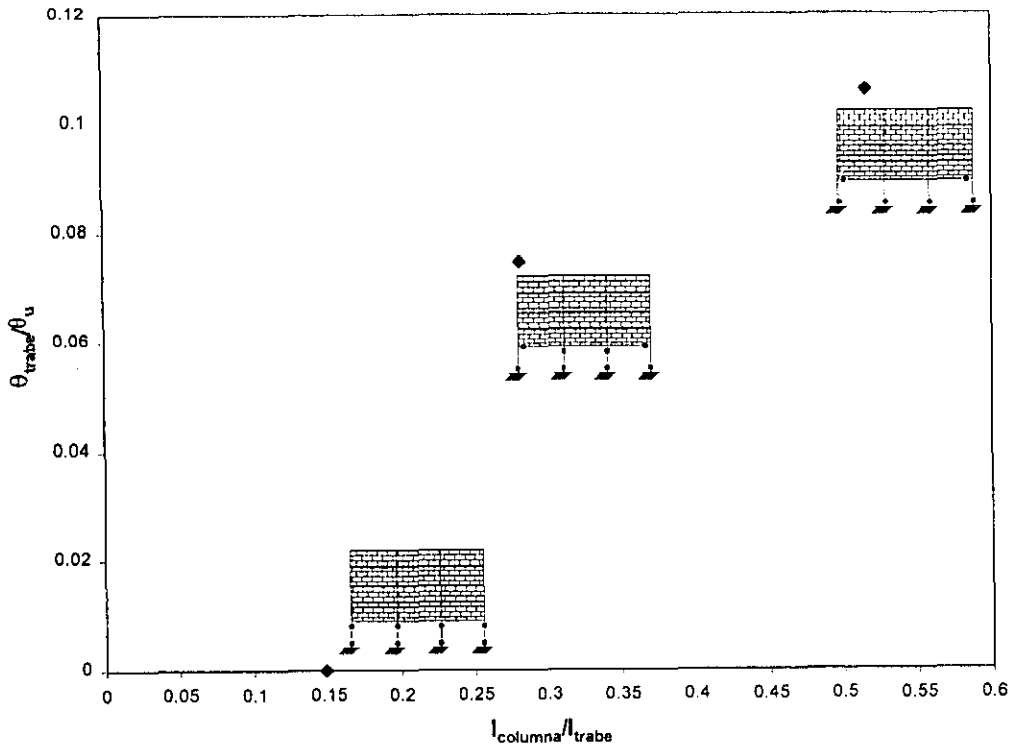


Figura 4.9 Marco con muros de tabique de barro, RCDF-1976, Q = 2

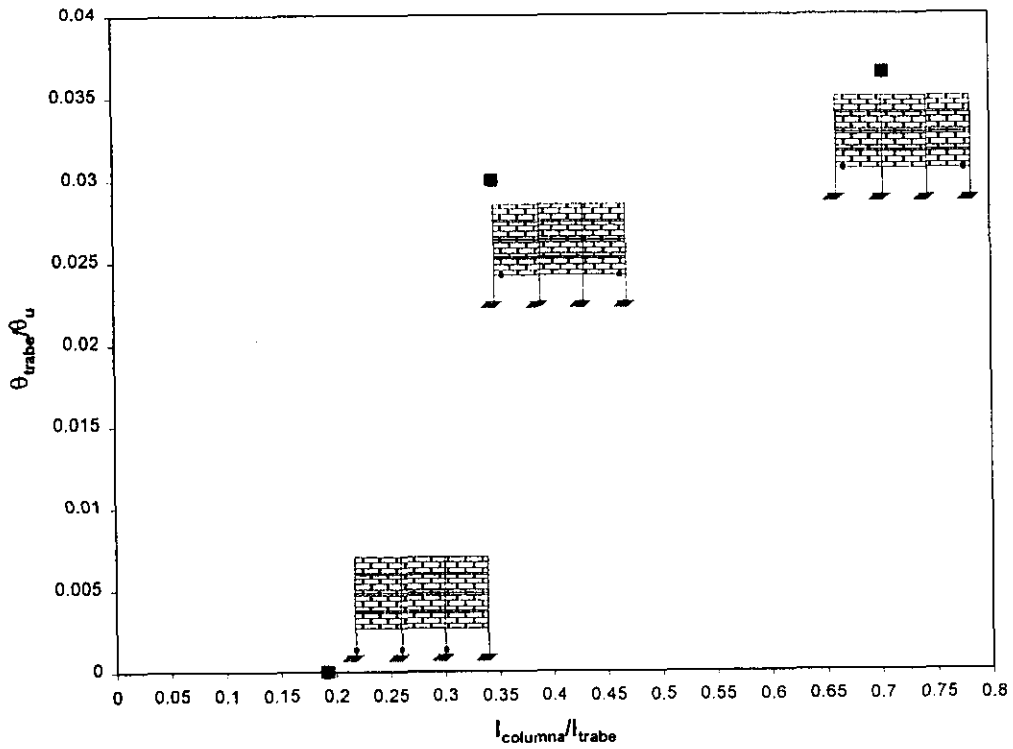


Figura 4.10 Marco con muros de tabique hueco, RCDF-1976, Q = 1.5

En el cálculo de los momentos de inercia transformados en las columnas de los tres marcos en estudio, no hubo variaciones significativas cuando se disminuyeron las secciones de las trabes. La poca variación se debe a que se tiene casi el mismo acero de refuerzo longitudinal en las columnas para cada uno de los diseños con las tres secciones de trabes propuestas. Se observa en cada una de las gráficas anteriores que a medida que el momento de inercia de la trabe del primer nivel va disminuyendo, la rotación plástica en esta durante el análisis no-lineal se incrementa. Lo anterior es mas notorio en el marco con muros de tabique de barro, en donde las magnitudes de las rotaciones fueron de 0.004017 rad cuando la trabe de primer nivel fue de 30×60 cm y de 0.004351 rad cuando dicha trabe fue de 25×50 cm. En este marco se presentaron las mayores magnitudes de rotación plástica en las trabes. En el marco con muros de tabique hueco se presentaron las rotaciones plásticas mas pequeñas de lo tres casos en estudio (ver figuras 4.5b y 4.5c).

4.4.5 Cálculo de la rotación última y de fluencia en las trabes

La rotación última θ_u de las trabes se obtuvo asociando a esta, a la curvatura última ϕ_u en el diagrama *momento-curvatura* (figura 4.11).

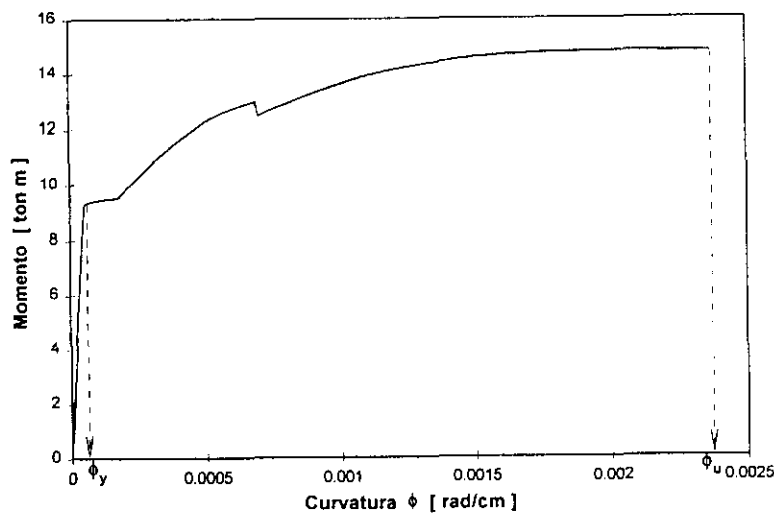


Figura 4.11 Diagrama momento-curvatura tipo de una trabe

En este diagrama se emplea el modelo de **Kent y Park** modificado (1982) para representar el comportamiento del concreto, tomando en cuenta la contribución del núcleo confinado. Para el comportamiento del acero, en el intervalo de endurecimiento por deformación, se emplea el modelo de **Mander** (1984). La rotación última θ_u asociada a la curvatura última ϕ_u en las trabes, representa el modo de falla en el elemento. Estos pueden ser: **a)** cuando se alcanza la deformación unitaria última ε_{cu} en el borde del núcleo confinado (falla por ruptura de estribos) y **b)** cuando se alcanza la deformación unitaria ε_{su} en acero longitudinal en la zona de endurecimiento por deformación provocando una falla a tensión del acero.

Para encontrar las rotaciones de fluencia θ_y y última θ_u en las trabes se hace la suposición que los momentos actuantes en los extremos de estas son iguales pero de signo opuesto y además no están sujetas a cargas transversales en su longitud, es decir, que los elementos están en curvatura doble simétrica como se muestra en la figura 4.12. Con las suposiciones anteriores, la teoría elástica muestra que la rotación en el extremo de la trabe en el momento de la fluencia se puede calcular de la siguiente manera (**Park, R y Paulay, T, 1996**):

$$\theta_y = \phi_y \frac{l}{6} \quad (4.5)$$

donde:

- l es la longitud libre de la trabe
- ϕ_y es la curvatura de fluencia

En el intervalo inelástico, es evidente la aparición de una rotación plástica θ_p en los extremos del elemento

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (4.6)$$

donde:

l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica en el elemento que en este caso se supuso igual a $h/2$, donde h = peralte de la trabe

ϕ_u es la curvatura en el intervalo inelástico

Finalmente, la rotación total o última θ_u en el extremo del elemento es la suma de la rotación de fluencia θ_y más la rotación plástica θ_p

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (4.7)$$

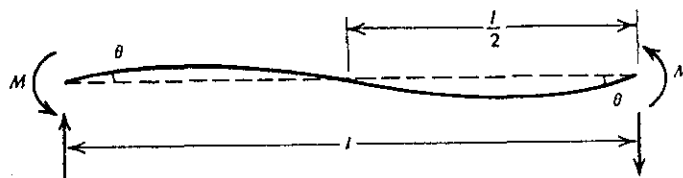


Figura 4.12 Elemento en curvatura doble simétrica

Los valores de las rotaciones plásticas en las trabes obtenidas del DRAIN-2DX (demandadas) y las últimas, calculadas de acuerdo a las expresiones 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran en la tabla 4.5a-c.

Tabla 4.5a Rotaciones plásticas en las trabes del marco con muros de concreto

Sección (cm)	$\theta_{demandada}$ (rad)	θ_{ultima} (rad)
35 × 70	0	0.06035
30 × 60	0.003164	0.06945
25 × 50	0.003814	0.06491

Tabla 4.5b Rotaciones plásticas en las traves del marco con muros de tabique de barro

Sección (cm)	$\theta_{demandada}$ (rad)	$\theta_{última}$ (rad)
35 × 70	0	0.06036
30 × 60	0.004017	0.05376
25 × 50	0.004351	0.04105

Tabla 4.5c Rotaciones plásticas en las traves del marco con muros de tabique hueco

Sección (cm)	$\theta_{demandada}$ (rad)	$\theta_{última}$ (rad)
35 × 70	0	0.06034
30 × 60	0.001207	0.04024
25 × 50	0.001271	0.03490

En la tabla 4.6 se muestran las dimensiones de las columnas y de las traves para cada uno de los casos en estudio.

Tabla 4.6 Secciones de columnas y traves de los casos en estudio

Tipo de muros	Nivel	Columnas (cm)	Traves (cm)		
muros de concreto reforzado	1	36 × 36	35 × 70	30 × 60	25 × 50
	2 al 5	—	—	—	—
muros de tabique de barro	1	35 × 35	35 × 70	30 × 60	25 × 50
	2 al 5	—	—	—	—
muros de tabique hueco	1	37 × 37	35 × 70	30 × 60	25 × 50
	2 al 5	—	—	—	—

Se hace notar que para los marcos con muros de concreto y con muros de tabique de barro se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, mientras que para los de tabique hueco se usó $Q = 1.5$. Debido a esto, estos últimos presentan menores daños.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó un estudio de marcos con piso bajo débil ubicados en dos tipos distintos de terreno: blando y de transición. Los ubicados en terreno blando se supusieron de veinticinco niveles, mientras que los ubicados en terreno de transición fueron de cinco niveles. Ambos grupos se sometieron a la acción de sismos reales y simulados, escalados a 100 años de periodo de recurrencia.

1. Marcos de veinticinco niveles

A los marcos de veinticinco niveles se les añadieron muros “divisorios” que proporcionan rigidez y resistencia solo ante fuerzas cortantes horizontales. Este tipo de muros se integran a los marcos cuando estos no se desligan durante el proceso constructivo (quizá por desconocimiento de parte del constructor sobre comportamiento estructural dinámico, por evitar colocar juntas elásticas o por error de supervisión). Los resultados de la figura 4.1 indican que estos muros contribuyen muy poco a la rigidez

lateral. Debido a esto, los desplazamientos que se indican en dicha figura no hacen notar la presencia de un primer piso débil. Se pudo observar también que a pesar de que los marcos diseñados de acuerdo al **RCDF-93** tuvieron mas daños que los diseñados con el **RCDF-76**, estos últimos tuvieron una concentración excesiva de disipación de energía en los primeros niveles, sobre todo en el marco con muros de tabique de barro (ver figura 4.2), y en los primeros, la distribución del daño fue mas uniforme y en toda la altura. Esto es obvio, ya que los diseñados conforme al **RCDF-76** dieron lugar a resistencias menores que los diseñados con el **RCDF-93**. De lo anterior se puede decir que la mejor respuesta estructural y por lo tanto, un nivel de seguridad aceptable, la tienen los marcos diseñados con el **RCDF-93**.

Se deduce también que la influencia de un piso bajo débil en marcos con estas características es despreciable en la respuesta dinámica.

2. Marcos de cinco niveles

A los marcos de cinco niveles se añadieron muros "de carga" capaces de resistir, además de fuerzas cortantes horizontales, fuerzas axiales y momentos flexionantes en su plano. En este caso, las figuras 4.3a-c hacen ver en forma notoria la presencia de un piso bajo débil.

Los marcos diseñados de acuerdo al **RCDF-93** permanecieron con comportamiento elástico ante la acción de los sismos escalados, por lo que **se puede asegurar que su nivel de seguridad es alto.**

Los marcos diseñados con el **RCDF-76** tienen una confiabilidad sísmica menor. Se generaron articulaciones plásticas en los elementos del piso bajo débil. Se presentaron diferentes distribuciones de articulaciones plásticas, dependiendo de las dimensiones de las trabes del primer nivel:

- a) Cuando las trabes del primer nivel tenían momentos de inercia relativamente grandes (ver dimensiones en el texto) no aparecieron articulaciones en estas, pero sí en los extremos de todas las columnas de ese piso, dando lugar a un mecanismo de falla indeseable.
- b) Cuando se redujeron las secciones de las trabes del primer nivel, también se presentaron articulaciones plásticas en estos elementos. Se redistribuyeron los esfuerzos de tal forma que no se presentó mecanismo de falla en la estructura.

Se hace notar que el diseño de los marcos a los que se refiere tanto el inciso (a) como el (b) (incluyendo las dimensiones de las trabes del primer nivel) cumplen con todas las especificaciones del **RCDF-76**.

Es necesario contar con un programa de computadora que sea capaz de reproducir las condiciones reales de las estructuras. En el caso del modelo del marco con muros de concreto que se usó en el análisis no-lineal con el programa **DRAIN-2DX**, la respuesta estructural obtenida, da una idea del comportamiento del marco ante esas condiciones de modelado. La forma simplificada con que se modelan los muros comparada con las condiciones reales que se presentan al ser construidos estos marcos con muros de concreto hace ver que es necesario el desarrollo de un modelo de computadora más realista.

Es importante notar que la filosofía de diseño *columna fuerte – trabe débil* debe prevalecer en todo tipo de edificación, incluyendo por supuesto aquellos con planta baja débil. En estos casos se debe poner especial énfasis en dicha filosofía ya que un mecanismo de falla como el que se ha venido mencionando trae como consecuencia la pérdida total de la estructura.

En este estudio se revisaron marcos diseñados de acuerdo con las especificaciones

RCDF-76 y 93. Es posible que para marcos diseñados con reglamentos de construcción editados antes de 1976 se presenten situaciones similares o peores que la del inciso (a) mencionado antes. Es deseable que en una siguiente etapa de este estudio se trate de aclarar el comportamiento de dichos diseños ante la acción de sismos intensos.

Por otro lado, resulta de interés estudiar estas mismas estructuras pero localizadas en otras zonas del terreno blando y de transición.

REFERENCIAS

Alamilla J. L., "*Simulación de Temblores en el Valle de México Mediante Procesos Estocásticos Modulados en Amplitud y Frecuencia*", Tesis presentada en al DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), mayo 1997.

Arias A. "*A Measure of Earthquake Intensity*", in *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (R.J. HANSEN, ed.), M.I.T. Press, pp. 438-483, 1970

Chopra A. K., Clough D. P., Clough R. W., "*Earthquake Resistance of Buildings with a Soft First Storey*", **Earthquake Spectra**, vol. 1, 1973

Departamento del Distrito Federal. "*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*", Gaceta oficial del Distrito Federal, 1976, México, D.F.

Departamento del Distrito Federal. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta oficial del Distrito Federal, 1993, México, D.F.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto", Gaceta oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995, México, D.F.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Mampostería", Gaceta oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995, México, D.F.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995, México, D.F.

Diederich, R, y Ruiz, S. E., "Influencia de un Piso Bajo Débil en la Seguridad Sísmica de Edificios", Informe de investigación elaborado para C.O.N.A.C. y T, proyecto No. 5744, abril 1987.

Engineering Solutions & Services, Inc. "RCBE, ver. 4", Manual del usuario, 1996.

Esteva, L., "Respuesta no-lineal de edificios con primer piso débil ante acelerogramas de banda angosta", **Series del Instituto de Ingeniería**, No. 544; 2, 1992

Esteva, L, Díaz, O, Terán, A, y García, J. "Costos Probables de Daños Causados por Temblores en Construcciones", Informe de investigación elaborado para la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros, Instituto de Ingeniería, UNAM, agosto 1988.

García Jarque, F., comunicación personal, 1997

- Grigoriu, M, Ruiz, S.E. y Rosenblueth E. "Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration", **Earthquake Spectra**, vol. 4, No. 3, pp 551-568, 1988
- International Association For Earthquake Engineering, "Earthquake Resistant Regulations a World List-1992".
- Kannan, A, y Powell, G. "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Report No. UCB/EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley CA., 1973
- Loera Pizarro, S., comunicación personal, 1996
- Mander, J. "Seismic Design of Bridge Piers", Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zeland, 1984
- Meli, R, "Diseño Estructural", Ed. Limusa, México, D.F., 1993
- Meli, R, "Estudio Estadístico de Propiedades de Materiales y Estructuras de Concreto Reforzado en el Distrito Federal", informe de Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para la Dirección General de Administración del Uso del Suelo, del Departamento del Distrito Federal, julio 1985.
- Prakash V., Powell G.H. and Campbell S., "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide", Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley, California, 1993.
- Park, R. y Paulay, T. "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México, D.F., 1990.

Park, R, Priestley, N, and Gill, W., "Ductility of Square-Confined Concret Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950, abril 1982

Rodríguez, M. y Botero, J.C., "Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", **Series del Instituto de Ingeniería**, No. 575, enero 1996

Ruiz, E, Ruiz, S. E, y García Jarque, F, "Respuesta Sísmica de Marcos con Planta Baja Débil Diseñados con el RDCF-76 y el RCDF-93", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. , México, noviembre 1997.

Ruiz, S.E., "Reliability Associated with Safety Factors of ACI 318-89 and the Mexico City Concrete Design Regulations", ACI Structural Journal, 1993, Vol. 90, No. 3, pp 262-268, mayo-junio.

Ruiz, S.E., Aguilar C. y Suárez R., "Índices de Seguridad de Elementos de Concreto Reforzado ante Cargas Estáticas, Diseñados con las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-87", **Revista de Ingeniería**, Revista de la Ingeniería Mexicana publicada por la Facultad de Ingeniería, vol. LXII, no. 2, abril-junio 1992.

Ruiz, S. E. y Diederich, R, "The Seismic Performance of Buildings with Weak First Story", **Earthquake Spectra**, vol. 5, No. 1, pp 89-102, 1989

Ruiz, S. E. y Quiroz, N., "Análisis Probabilista de Resistencias en Flexión de Columnas de Concreto Reforzado", **Series del Instituto de Ingeniería**, No. 526, 1989

Sosa A. y Ruiz, S.E., "Análisis Estructural y Costos de Edificios con Aisladores Sísmicos", **Revista de Ingeniería Sísmica**, No.44, pp 11-28, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. 1992.

Tena, A., C Gómez, E del Valle, M Basurto, G Casillas y C Cheja, "*Revisión de los Factores de Comportamiento Sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de Estructuras Irregulares*" Reporte FJBS/CIS-95/08, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, AC, noviembre, 1996.

APÉNDICE A

ALGORITMO PARA CALCULAR EL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Para el cálculo de los momentos de fluencia M_y de traveses y columnas se empleó el diagrama momento-curvatura. Para ello, se hicieron algunas consideraciones que a continuación se mencionan:

- a) Se emplea el modelo de **Kent** y **Park** modificado para representar el comportamiento del concreto. En este modelo se toma en cuenta la contribución del núcleo confinado
- b) Se emplea el modelo de **Mander** para representar el comportamiento del acero en el rango de endurecimiento por deformación.
- c) Se emplean valores medios de f'_c y f_y (205.2 kg/cm² y 4577 kg/cm² respectivamente).
- d) No se considera la contribución del concreto que se encuentra a tensión

El algoritmo general que emplea el programa es el siguiente:

1. Se propone la curvatura deseada
2. Se hace una estimación de la profundidad del eje neutro c
3. Se calcula la deformación unitaria del concreto (suponiendo un diagrama lineal de deformaciones en la sección) en:

- a) en el borde de la sección
- b) en el borde del núcleo confinado
4. Se discretiza la parte que está en compresión en fibras ($\cong 30$)
5. Se calcula la profundidad del centroide de cada fibra
6. Se calcula la deformación del concreto ε_c para cada centroide de fibra ($\varepsilon_c = c_i \phi$)
7. A partir de los modelos constitutivos del concreto (confinado y no confinado) se calcula el esfuerzo en cada fibra f_{c_i}
8. Se calcula la fuerza en cada fibra, $F_{c_i} = f_{c_i} A_{c_i}$
9. Se calcula la profundidad de cada lecho de acero
10. Se calcula la deformación ε_s en cada lecho de acero
11. A partir de los modelos constitutivos del acero se calcula el esfuerzo en cada lecho f_{s_i}
12. Se calcula la fuerza actuante en cada lecho $F_{s_i} = f_{s_i} A_{s_i}$
13. Se revisa si existe equilibrio en la sección ($\Sigma F_{c_i} + P - \Sigma F_{s_i} \cong 0$)
14. Si no se cumple el equilibrio con cierta tolerancia ($|\Sigma F_{c_i} + P - \Sigma F_{s_i}| < TOL$), se regresa al paso 2
15. Si se cumple el equilibrio, se calcula el momento resistente tomando momentos con respecto al centroide geométrico de la sección.

Se muestra a continuación el listado del programa, hecho en el lenguaje de programación QUICK BASIC. En este programa se incluye dos modos de falla del elemento de concreto reforzado cuando se alcanza la curvatura última ϕ_u los cuales son: **a)** falla por ruptura de estribos cuando $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu}$ y **b)** falla del acero longitudinal a tensión cuando se alcanza la deformación ε_{su} en la zona de endurecimiento por deformación. No se incluye el modo de falla por pandeo del refuerzo longitudinal en la zona de compresión.

```

1 COLOR 7, 1, 1: CLS : PRINT
DIM A(100), CU(3000), NL(100), ener(100), ecoer(100), fcr(100), pcr(100)
DIM ENDN(100), eccer(100), D(100), esa(100), pst(100)
CLEAR
LOCATE 1, 10: PRINT "*****"
LOCATE 2, 10: PRINT "*"
LOCATE 3, 10: PRINT "*" DIVISIÒN DE ESTUDIOS DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERIA "*"
LOCATE 4, 10: PRINT "*"
LOCATE 5, 10: PRINT "*" U.N.A.M "*"
LOCATE 6, 10: PRINT "*"
LOCATE 7, 10: PRINT "*" PROGRAMA PARA CALCULAR LA RELACION MOMENTO-CURVATURA "*"
LOCATE 8, 10: PRINT "*" PARA ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO CON UN NIVEL "*"
LOCATE 9, 10: PRINT "*" DE CARGA AXIAL Po DADO "*"
LOCATE 10, 10: PRINT "*"
LOCATE 11, 10: PRINT "*" AUTOR: ING. EDUARDO RUIZ CASILLAS "*"
LOCATE 12, 10: PRINT "*"
LOCATE 13, 10: PRINT "*" FEBRERO 1997 "*"
LOCATE 14, 10: PRINT "*"
LOCATE 15, 10: PRINT "*****"

```

** ESTE PROGRAMA CONSIDERA UNA DISTRIBUCION REAL DE ESFUERZOS EN EL CONCRETO (PARABOLICA) PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS INTERNAS **

```

LOCATE 18, 12
INPUT " Nombre del archivo de datos:". n$
OPEN n$ FOR INPUT AS #1
LOCATE 20, 12
INPUT " Nombre del archivo de resultados:". o$
OPEN o$ FOR OUTPUT AS #2

```

```

PRINT #2, " CURVATURA": SPC(4);
PRINT #2, " MOMENTO": SPC(4);
PRINT #2, "EJE NEUTRO": SPC(4);
PRINT #2, "DEF. UNIT."
PRINT #2, " [ rad/cm ]": SPC(3);
PRINT #2, "[ ton.m ]": SPC(5);
PRINT #2, "[ cm ]": SPC(6);
PRINT #2, "[ 1 ]"
PRINT #2, 0; SPC(10);
PRINT #2, 0; SPC(10);
PRINT #2, 0; SPC(10);
PRINT #2, 0

```

ENTRADA DE DATOS

```

INPUT #1, b, h, r
INPUT #1, NL
FOR I = 1 TO NL

```



```

enr(J) = EN - J * hfar + hfar / 2

ecor(J) = enr(J) * CU(I)

IF J = 1 THEN
    IF CU(I) * EN > ece THEN GOTO 14
END IF

IF ecor(J) < .002 GOTO 12
IF ecor(J) >= .002 AND ecor(J) <= ece GOTO 13
IF ecor(J) > ece GOTO 14
12 fcr(J) = fc * (1000 * ecor(J) - (ecor(J) / .002) ^ 2)
GOTO 15
13 fcr(J) = fc * (1 - 500 * (ecor(J) - .002))
GOTO 15
14 fcr(J) = 0
15 pcr(J) = fcr(J) * b * hfar
mcr1 = mcr1 + pcr(J) * (h / 2 - J * hfar + hfar / 2)
SUMA1 = SUMA1 + pcr(J)

NEXT J

END IF

.
.
++ CALCULO DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN EL RECUBRIMIENTO EN LOS
.   EXTREMOS DEL NUCLEO CONFINADO ++
.

IF EN > h THEN
    TF = h
ELSE
    TF = EN
END IF

SUMA2 = 0
mcr2 = 0
hfer = (TF - r) / 70
FOR K = 1 TO 70
ener(K) = (TF - r) - K * hfer + hfer / 2

ecoer(K) = ener(K) * CU(I)

IF ecoer(K) < ece THEN

IF ecoer(K) < .002 GOTO 16
IF ecoer(K) >= .002 AND ecoer(K) <= ece GOTO 17

```

```

IF ecoer(K) > ece GOTO 18
16 fcr(K) = fc * (1000 * ecoer(K) - (ecoer(K) / .002) ^ 2)
GOTO 19
17 fcr(K) = fc * (1 - 500 * (ecoer(K) - .002))
GOTO 19
18 fcr(K) = 0
19 pcr(K) = fcr(K) * 2 * r * hfer
mcr2 = mcr2 + pcr(K) * ((h / 2 - r) - K * hfer + hfer / 2)
SUMA2 = SUMA2 + pcr(K)
END IF

NEXT K

      ++ CALCULO DE LAS FUERZAS ACTUANTES DENTRO DEL NUCLEO CONFINADO ++

SUMA3 = 0
mcr3 = 0
hfer = (TF - r) / 70
FOR L = 1 TO 70
ENDN(L) = (TF - r) - L * hfer + hfer / 2
eccer(L) = ENDN(L) * CU(I)
IF eccer(L) < .002 * K2 GOTO 20
IF eccer(L) >= .002 * K2 AND eccer(L) <= ecu GOTO 21
IF eccer(L) > ecu GOTO 22
20 fcr(L) = fc * K2 * ((2 * eccer(L)) / (.002 * K2) - (eccer(L) / (.002 * K2)) ^ 2)
GOTO 23
21 fcr(L) = fc * K2 * (1 - Z2m * (eccer(L) - .002 * K2))
GOTO 23
22 fcr(L) = 0

23 pcr(L) = fcr(L) * (b - 2 * r) * hfer
mcr3 = mcr3 + pcr(L) * ((h / 2 - r) - L * hfer + hfer / 2)
SUMA3 = SUMA3 + pcr(L)
NEXT L

      ** FUERZAS EN EL ACERO **

SUMA4 = 0
msc = 0

FOR M = 1 TO NL

      ++ FUERZAS EN EL ACERO ++

ENA = EN - D(M)
esa(M) = CU(I) * ENA
IF esa(M) > 0 THEN signo = 1 ELSE signo = -1
esa(M) = ABS(esa(M))
IF esa(M) <= des THEN GOTO 25
IF esa(M) > des AND esa(M) <= esh THEN GOTO 26

```

```

IF esa(M) > esh AND esa(M) <= esu THEN GOTO 27
IF esa(M) > esu THEN GOTO 36
'
25 fs(M) = es * esa(M)
GOTO 30
26 fs(M) = fy
GOTO 30
27 fs(M) = fsu + (fy - fsu) * ((esu - esa(M)) / (esu - esh)) ^ P
30
IF signo < 0 THEN fs(M) = -fs(M)
psc(M) = fs(M) * A(M)

IF D(M) < h / 2 THEN brazo = h / 2 - D(M) ELSE brazo = D(M) - h / 2

msc = msc + ABS(psc(M)) * brazo

SUMA4 = SUMA4 + psc(M)
NEXT M

'
' ** SUMA DE FUERZAS RESISTENTES PARA REVISAR EL EQUILIBRIO EN LA SECCION **
'
36
FTOT = SUMA1 + SUMA2 + SUMA3 + SUMA4 + Po
IF FTOT > 0 THEN Ls = EN
IF FTOT < 0 THEN Li = EN
LOOP UNTIL ABS(FTOT) < 1

'
' ** OBTENCION DEL MOMENTO RESISTENTE CON RESPECTO AL CENTROIDE GEOMETRICO **
'

mt = (mcr1 + mcr2 + mcr3 + msc) / 100000
PRINT #2, USING "##.###^" "": CU(I);
PRINT #2, USING "#####" "": mt;
PRINT #2, USING "#####" "": EN;

eco = CU(I) * EN

IF eco < ece THEN
  IF esa(NL) > des AND IMPRI <> 1 THEN
    PRINT #2, USING "##.###^" "BS": CU(I) * EN;
  ELSE
    PRINT #2, USING "##.###^" "BS": CU(I) * EN
  END IF
ELSE
  IF esa(NL) > des AND IMPRI <> 1 THEN
    PRINT #2, USING "##.###^" "BNC": CU(I) * (EN - r);
  ELSE
    PRINT #2, USING "##.###^" "BNC": CU(I) * (EN - r)
  END IF
END IF

```

```
IF esa(NL) > des AND IMPRI <> 1 THEN
    PRINT #2. " Momento de fluencia"
    IMPRI = 1
END IF

IF eco >= ece THEN
    LOCATE 15, 17
    PRINT "          perdida del recubrimiento "
    norec = 1
END IF

ecoc = CU(I) * (EN - r)
IF ecoc >= ecu THEN
    LOCATE 20, 6
    PRINT "Falla del elemento por ruptura de los estribos, se ha alcanzado  $\phi_u$  "
    GOTO 100
END IF
IF esa(M) > esu THEN
    LOCATE 20, 4
    PRINT "Falla del elemento por ruptura del acero longitudinal a tension"
    GOTO 100
END IF

NEXT I

IF ecoc >= ecu THEN
    LOCATE 20, 4
    PRINT "Faltaron puntos, no se alcanzó la def. max. en en el borde confinado"
END IF

100
CLOSE #1
CLOSE #2
LOCATE 23, 15
INPUT " OTRO ELEMENTO (S/N) :"; r$
IF r$ = "S" THEN 1
END
```


APÉNDICE B

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2D MARCO DE VEINTICINCO NIVELES LOCALIZADO EN TERRENO BLANDO

START MARCO CON MUROS DE TABIQUE BARRO 25 NIVELES CON PRIMER PISO DEBIL Q=2.0

104	12	4	1	25	25	3	0
1		0		76			
2		7		76			
3		14		76			
4		21		76			
97		0		4			
98		7		4			
99		14		4			
100		21		4			
101		0		0			
102		7		0			
103		14		0			
104		21		0			
1	97	23	4	3			
2	98	23	4	3			
3	99	23	4	3			
4	100	23	4	3			
101	1	1	1	104			
1	4	1	2	3	4		
1	4	5	6	7	8		
1	4	9	10	11	12		
1	4	13	14	15	16		
1	4	17	18	19	20		
1	4	21	22	23	24		
1	4	25	26	27	28		
1	4	29	30	31	32		
1	4	33	34	35	36		
1	4	37	38	39	40		
1	4	41	42	43	44		
1	4	45	46	47	48		
1	4	49	50	51	52		
1	4	53	54	55	56		

6	21	25	4	2	1	2	2	1	0
11	41	45	4	3	1	3	3	1	0
16	61	65	4	4	1	4	4	1	0
21	81	85	4	4	1	5	5	1	0
25	97	101	0	4	1	6	6	1	0
26	2	6	4	1	1	1	1	1	0
31	22	26	4	2	1	7	7	1	0
36	42	46	4	3	1	8	8	1	0
41	62	66	4	4	1	9	9	1	0
46	82	86	4	4	1	10	10	1	0
50	98	102	0	4	1	11	11	1	0
51	3	7	4	1	1	1	1	1	0
56	23	27	4	2	1	7	7	1	0
61	43	47	4	3	1	8	8	1	0
66	63	67	4	4	1	9	9	1	0
71	83	87	4	4	1	10	10	1	0
75	99	103	0	4	1	11	11	1	0
76	4	8	4	1	1	1	1	1	0
81	24	28	4	2	1	2	2	1	0
86	44	48	4	3	1	3	3	1	0
91	64	68	4	4	1	4	4	1	0
96	84	88	4	4	1	5	5	1	0
100	100	104	0	4	1	6	6	1	0

STOP

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX
MARCO DE CINCO NIVELES LOCALIZADO EN TERRENO DE TRANSICIÓN

```

*STARTXX
  DEBTBR76          0 1 1 0   F          MARCO DE 5 NIV. PLANTA BAJA DEBIL. Ton-m
*NODECOORDS
C      1           0      15.5
C      2           5      15.5
C      3          10      15.5
C      4          15      15.5
C     17           0       3.5
C     18           5       3.5
C     19          10       3.5
C     20          15       3.5
C     21           0        0
C     22           5        0
C     23          10        0
C     24          15        0
L      1           17       4    3    3.
L      2           18       4    3    3.
L      3           19       4    3    3.
L      4           20       4    3    3.
*RESTRAINTS
S 111      21          24          1
*SLAVING
S 100      1           2           4           1
S 100      5           6           8           1
S 100      9          10          12          1
S 100     13          14          16          1
S 100     17          18          20          1
*MASSES
S 100     7.0599      1           4           1           9.81 0.65043326
S 100     9.5974      5           8           1
S 100     9.5974      9          12          1
S 100     9.5974     13          16          1
S 100    10.8174     17          20          1
*ELEMENTGROUP      !TRABES Y CADENAS
  02   1   1       0.00249595          TRABES DEL PRIMER PISO
    2   2   2
    1 1145984.3     0.03     0.125 0.0026042   4   4   2 0.104167 0.2 0.01
    2 1145984.3     0.03     0.024 0.0000800   4   4   2 0.020000 0.2 0.01
    1     0.175    -0.175      0           0
    2     0.075    -0.075      0           0
    1   1     7.7035  -10.0712
    2   1     1.0098  -1.0098
    1     1     1     2     4   2   2   2   2
  
```

c.1 Estadísticas de barras de acero de diámetro grande

	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	P
Media aritmética	4577	0.0088	7491	0.1171	0.1493	3.474
Desviación estándar	169	0.0022	199	0.0120	0.0809	0.2646
Coefficiente de variación	0.0370	0.2490	0.0270	0.1020	0.5420	0.0760

En la tabla c.2 se muestran los valores estadísticos de las barras de diámetro pequeño. El valor medio del esfuerzo de fluencia f_y de dicha tabla, 4609 kg/cm^2 , se empleó en el acero transversal (estribos) de columnas y trabes para definir las resistencias.

c.2 Estadísticas de barras de acero de diámetro pequeño

	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	P
Media aritmética	4609	0.0060	7436	0.1420	0.1815	3.362
Desviación estándar	376	0.0069	297	0.0252	0.0492	0.4496
Coefficiente de variación	0.0820	1.1370	0.0400	0.1770	0.2710	0.1340

Las barras de diámetro grande son aquellas mayores a $\frac{1}{2}$ pulgada y las de diámetro pequeño aquellas igual o menor a $\frac{1}{2}$ pulgada.

AGRADECIMIENTOS

Reitero un profundo agradecimiento a las siguientes personas e instituciones quienes participaron e hicieron posible la realización de este trabajo

- ❖ A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez, nuevamente le agradezco su asesoría y apoyo en la dirección de este trabajo y además, por sus oportunos consejos y comentarios encaminados a ser mejor cada día
- ❖ Al Dr. Luis Esteva Maraboto, por sus valiosas opiniones y sugerencias durante el desarrollo de este trabajo, así mismo, por la corrección del manuscrito
- ❖ Al Ing. Francisco García Jarque por sus oportunos comentarios y sugerencias de la práctica profesional ingenieril, enfocados a mejorar este trabajo
- ❖ Al Ing. Santiago Loera Pizarro por sus valiosas contribuciones e ideas prácticas para este trabajo que hicieron comprender mejor el problema del que se estaba tratando
- ❖ Al Ing. Francisco L. Silva González, por la orientación en el uso de los programas de cómputo, por su admirable paciencia y esmero en brindar ayuda a los demás y por la amistad incondicional que me ha brindado siempre

- ❖ Al Dr. Joel A. García Vargas por sus aportes y sugerencias en el mejoramiento del contenido de este trabajo

- ❖ A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y a sus profesores por la nueva formación adquirida, herencia invaluable que guardaré siempre

- ❖ Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y su personal, en especial a la Coordinación de Mecánica Aplicada, la cual me brindó un sitio y un ambiente agradable de trabajo

Quiero también agradecer a la familia Mejía Rosales, que durante todo este tiempo me brindaron apoyo y estímulo para ver siempre hacia delante, de todos ustedes y en especial de Raúl Mejía Rosales, conservaré siempre un gran afecto y cariño.

El presente trabajo formó parte del proyecto *Seguridad de Edificios con Planta Baja Débil*, patrocinado por el Departamento del Distrito Federal, convenio DDF-UNAM, CA-034/97.