



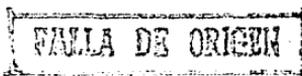
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS
DE CORTANTE CON PLANTA BAJA DEBIL

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
RODOLFO ERIC BLASCO RUIZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO



MEXICO, D. F.

1989



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-141

SR. RODOLFO ERIC BLASCO RUIZ
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Luis Esteva Manaboto, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis - de su examen profesional de ingeniero civil:

" RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS DE CORTANTE CON
PLANTA BAJA DEBIL"

INTRODUCCION

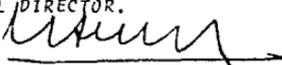
- I. SISTEMAS BASICOS
 - II. ELECCION DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO
 - III. DISTRIBUCION DE RIGIDECES Y MODELADO
 - IV. RESULTADOS
- CONCLUSIONES

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

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

A t e n t a m e n t e .

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, D. F., a 2^a de junio de 1939.
EL DIRECTOR.


DANIEL RESENDIZ NUNEZ.

DRN: MDC:ms:tg.

INTRODUCCION

A lo largo del tiempo nos hemos dado cuenta de la importancia que tiene la ingeniería estructural para poder diseñar estructuras con un cierto límite de seguridad. El comportamiento que han tenido las estructuras ante la acción sísmica nos ha permitido desarrollar reglamentos y teorías para que las construcciones posteriores nos brinden mayor seguridad dentro de un rango económico, de acuerdo a la probabilidad de ocurrencia de los mismos.

En el sismo que se presentó el 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, alrededor de 200 edificios tuvieron colapso total o parcial y alrededor de 1000 tuvieron daños importantes. Fue una tragedia muy grande, pero también nos enseñó mucho acerca del comportamiento de las estructuras ante sismos de tal magnitud, y esperamos que podamos brindar mayor seguridad en alguna otra ocasión que se presente un sismo como este.

Las fallas mas importantes encontradas en las estructuras son:

1. Edificios de esquina
2. Falla de un entrepiso intermedio
3. Falla del último entrepiso
4. Asimetría grande en rigidez

5. Mal comportamiento de las cimentaciones

6. Exceso de carga

7. Planta baja débil

Algunos de los danos presentados se debieron a malas construcciones y a simplificaciones en el análisis o diseño de las estructuras, no obstante se decidió realizar un estudio para conocer las causas de los danos presentados en las estructuras que teóricamente estaban bien diseñadas y construidas.

No hay duda de que gran parte de los danos estructurales se debieron a la insuficiencia del reglamento para protegerlas contra la intensidad del sismo presentado. Esta insuficiencia se refiere a los bajos coeficientes que se utilizaban en el reglamento anterior y a los pocos requerimientos relativos a detalles constructivos orientados a asegurar un comportamiento dúctil.

También se presentaron factores desfavorables que llevaron a las estructuras a degradaciones de rigideces y resistencias drásticas, como: la influencia de carga axial, incrementada por efectos de volteo probablemente aumentados por balanceo de las cimentaciones; poco peso de los agregados del concreto, que hicieron que el concreto tuviera baja resistencia a tensión y con ello a presentar

mayor degradación; poca capacidad de confinamiento por parte del refuerzo; altos esfuerzos y poca restricción a la flexión del refuerzo longitudinal de las columnas causado por el uso de paquetes de varillas. También el efecto P- Δ , propiciado por la degradación de rigideces, contribuyó significativamente al colapso.

Gran parte de las estructuras que fallaron presentaban irregularidades en la distribución de resistencias y rigideces. Estas irregularidades se produjeron por la práctica de establecer respuestas de diseño basadas en métodos lineales de análisis dinámico en lugar de respuestas no lineales esperadas en la respuesta sísmica de los sistemas actuales bajo la acción de sismos con altas intensidades. Un caso representativo de este fenómeno es el de planta baja débil. Cuando se elaboró el reglamento de 1976, ya se sabía que los cambios bruscos de rigidez y resistencias a lo largo de la altura de las estructuras podría afectar la distribución de las demandas de ductilidad de los diferentes entrepisos.

A pesar de que se contaba con poca información de casos particulares, era claro que una distribución no uniforme de los factores de seguridad a lo largo de la altura del edificio limitaría la disipación de energía cinética debido a un comportamiento histerético de los

miembros con mayor factor de seguridad, a expensas de forzar la disipación requerida de energía para ser concentrada en los miembros con los menores factores de seguridad, y como consecuencia que se produjeran grandes demandas de ductilidad en estos últimos miembros.

Un tipo de falla en edificios de varios pisos a causa de estas discontinuidades es la llamada planta baja débil. No necesariamente ocurre cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción, sino cuando el resto de los entrepisos es demasiado resistente, en este caso, todos los pisos superiores a planta baja.

Dado un movimiento del terreno, la situación más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte en todos los entrepisos. Si todos menos uno, en este caso la planta baja, están sobrediseñados, entonces aquel o aquellos que no lo estén tienen que encargarse de disipar toda la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo que les impone una enorme demanda de ductilidad.

Un ejemplo de estos edificios son aquellos que utilizan la planta baja como estacionamiento y las plantas superiores como oficinas o departamentos. Este tipo de edificios están estructurados únicamente a base de marcos

en la planta baja para optimizar el espacio de estacionamiento y están estructurados a base de marcos y muros en las plantas superiores. Por ello, la rigidez de las plantas superiores es mucho mayor a la rigidez que pudiera presentar la planta baja.

También existen edificios en los cuales la planta baja se diseña arquitectónicamente como un gran lobby abierto en el cual no se utilizan muros, sino únicamente marcos, y presentan el mismo problema.

Alrededor del ocho por ciento de los edificios que sufrieron colapso o tuvieron daños muy importantes en el sismo del 19 de Septiembre de 1985 tenían planta baja débil. No se sabía si las fallas se debían a concentraciones desfavorables de demandas de ductilidad acentuadas por variaciones de factores de seguridad, o simplemente se debían a los bajos valores de los factores de seguridad en planta baja independientemente de los valores en los otros pisos.

El caso más típico se presenta cuando todo el edificio se ha estructurado a base de marcos, y sin llevar a cabo un análisis posterior se colocan muros de mampostería o concreto en las plantas superiores, aumentando demasiado la rigidez de las mismas, y no se hace nada para remediar el cambio drástico de rigidez.

entre planta baja y segundo piso.

Para encontrar alguna respuesta se elaboró un programa de estudio que se dividió en dos partes. La primera se refiere a un estudio sistemático de un gran número de estructuras de cortante de dos grados de libertad con propiedades tales que represente la respuesta lineal dinámica del modo fundamental de sistemas de cortante de varios grados de libertad, representativos de edificios altos.

Estos sistemas representaron estructuras diseñadas con factores de seguridad uniformes a lo largo de la altura de la misma y construidas con muros interiores en los pisos superiores, de tal manera que el proyecto no corresponde a la construcción. Si un edificio con una planta baja libre de muros es construido bajo estas condiciones, los entresijos superiores tendrán rigideces y resistencias mayores a los considerados en el proyecto y no así la planta baja. El factor de seguridad de planta baja del edificio construido no diferirá mucho del proyectado, pero los factores de seguridad en los pisos superiores sí tendrán un aumento.

La segunda parte y motivo de esta tesis se refiere a un estudio sistemático de la respuesta de sistemas de cortante de 7, 14 y 20 niveles, modelados con igual

de grados de libertad.

El objetivo de este estudio es el de comprender la influencia de las variaciones drásticas de rigidez y resistencia a lo largo de la altura de estructuras de cortante en las demandas de ductilidad de los pisos más débiles, como consecuencia de la respuesta dinámica de dichas estructuras sometidas a la componente EW del acelerograma registrado en el estacionamiento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la parte de terreno blando de la Ciudad de México, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Con ello, se podrán elaborar recomendaciones para las construcciones posteriores y así evitar fallas en estructuras de esta clase.

CAPITULO I

SISTEMAS BASICOS Y CONSIDERACIONES

Las estructuras con planta baja débil que fallaron durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, fueron principalmente medianas y altas, por lo que el número de entresijos que se eligieron para el estudio fueron de 7, 14 y 20 niveles para tratar de comprender este tipo de estructuras.

El estudio se dividió en dos partes: en la primera se consideraron sistemas elastoplásticos de cortante sin considerar el efecto P- Δ ni el deterioro de rigideces y resistencias; y para el segundo se utilizaron algunos de los sistemas pero considerando el efecto P- Δ y el deterioro. Estos dos últimos fenómenos se explicarán en el capítulo correspondiente.

Debido a que el registro del sismo a utilizarse se obtuvo en el edificio de la SCT y éste se encontraba en la zona de terreno blando de la ciudad de México, se consideró que todas las estructuras estaban situadas en la zona de terreno blando, además de que en esta zona fue donde se registraron los mayores daños. Por ello se utilizó el espectro para diseño sísmico correspondiente al de terreno blando del Reglamento de Construcciones del

Distrito Federal de 1987.

Estos sistemas de masas y rigideces representaron estructuras de marcos (figura 1), y de acuerdo al Reglamento mencionado, correspondió un factor de comportamiento sísmico de $Q=4$, pues se supuso que en el análisis real no se tomarían en cuenta los muros de los pisos superiores.

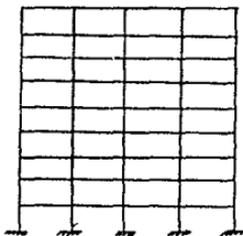


FIGURA 1

En cuanto al peso de la estructura, se consideró de 400 toneladas por entrepiso, lo que equivale a un edificio con una planta de 400 m^2 . La altura de entrepiso se consideró constante de 3.0 metros, y la deformación permisible de entrepiso como:

$$\delta_p = 0.012 H$$

donde H es la altura de entrepiso.

La distribución de rigideces se consideró lineal después de observar algunos estudios anteriores en los cuales se puede ver que el tomarla lineal se acerca bastante a la distribución real. (figura 2)

La rigidez de planta baja se denominó K_0 , la rigidez del último entrepiso como K_n y la rigidez del entrepiso i como K_i . De observaciones hechas, el Dr. Luis Esteva recomendó una relación para la rigidez del último entrepiso tal que:

$$K_n = \frac{K_0}{N^{.75}}$$

Se estudiaron varios grupos de estructuras. Cada grupo incluía una estructura original y varias modificadas, obtenidas al añadir muros a la estructura original, es decir, añadir rigideces y resistencias, en todos los entrepisos a excepción del primero.

La estructura original se consideró aquella en la que no hubiera incremento de rigidez en los pisos superiores, es decir, la distribución de rigideces decrece a medida que aumenta la altura de la estructura, (figura 2) y nos representaría un edificio estructurado únicamente a base de marcos.

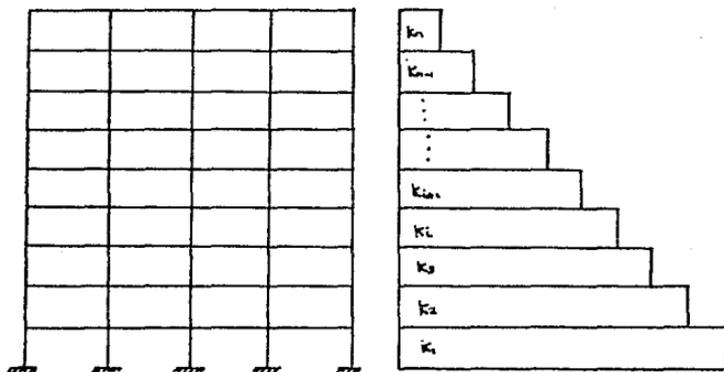


FIGURA 2 ESTRUCTURA ORIGINAL

La estructura modificada fue entonces la estructura original más un incremento de rigidez a partir del segundo piso y a lo alto de la estructura, con lo que la rigidez de la planta baja será menor que la de segundo piso. (figura 3 y 4). Esto nos representaría un edificio estructurado a base de marcos pero en el cual se colocaron muros en los pisos superiores a planta baja.

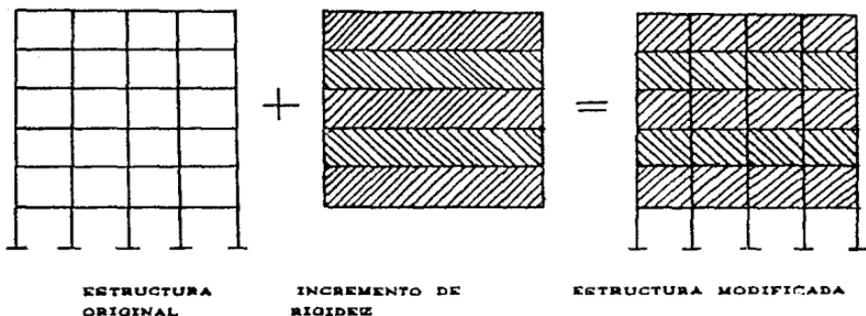


FIGURA 3

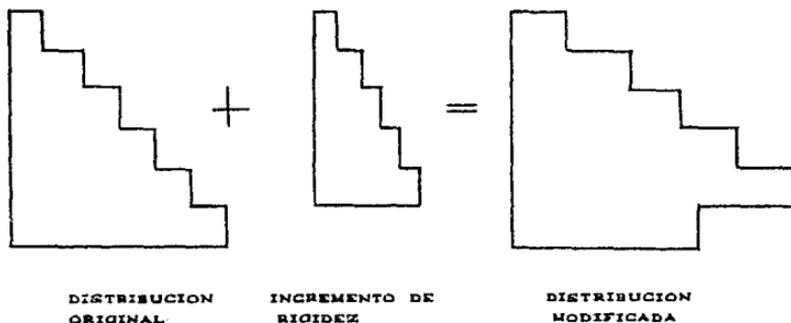
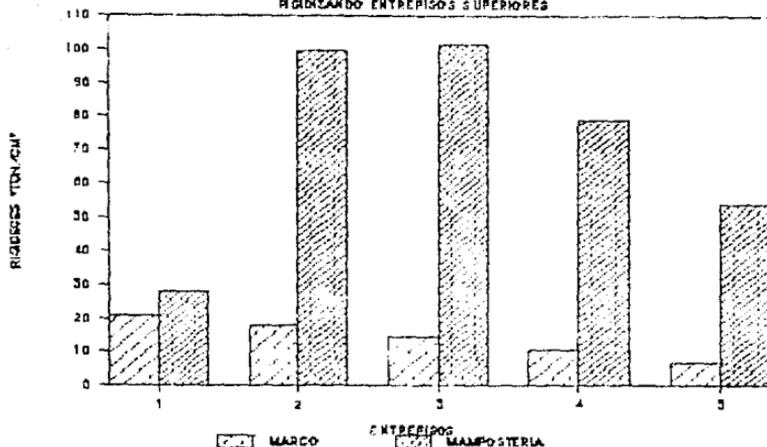


FIGURA 4

Esto se decidió así debido a que en un estudio anterior hecho por un compañero en el cual se analizó un sistema de marcos con muros colocados a partir del segundo piso únicamente, presentaba esta distribución de rigideces como se puede apreciar en las graficas 1 y 2.

RIGIDEZES POR ANALISIS ESTATICO

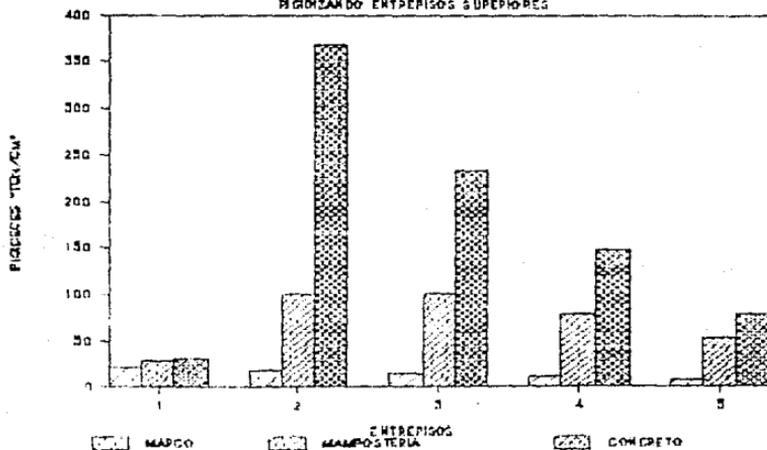
RIGIDIZANDO ENTREPISOS SUPERIORES



GRAFICA 1

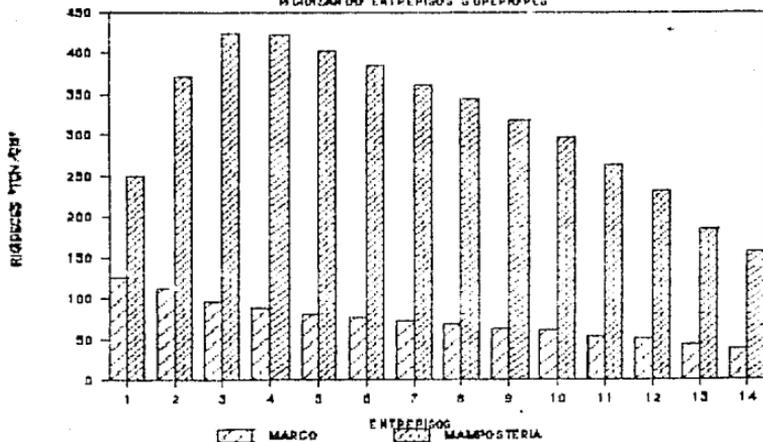
RIGIDEZES POR ANALISIS ESTATICO

RIGIDIZANDO ENTREPISOS SUPERIORES



RIGIDEZES POR ANALISIS ESTATICO

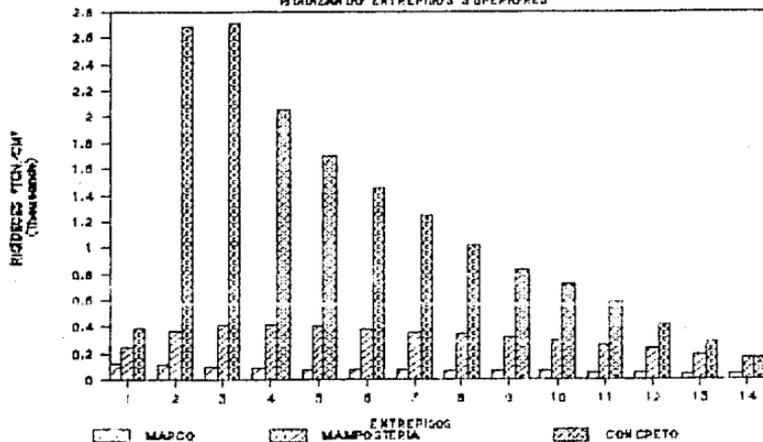
RIGIDIZANDO ENTREPISOS SUPERIORES



GRAFICA 2

RIGIDEZES POR ANALISIS ESTATICO

RIGIDIZANDO ENTREPISOS SUPERIORES



Ese estudio se realizó para muros de mampostería y muros de concreto reforzado, y aunque en los dos casos se observa el mismo fenómeno, se ve más acentuado para el caso de muros de concreto reforzado. Estos resultados se obtuvieron mediante un análisis estático con el programa Drain-Micro, introduciendo el elemento panel para representar muros de rigidez. Como se puede apreciar, no es un incremento constante, sino linealmente proporcional a las rigideces de entrepiso de la estructura en la cual no existen muros.

El factor de incremento de rigidez por el cual se multiplicaron las rigideces del segundo piso en adelante del sistema original para obtener el sistema modificado se denominó β . El incremento de rigidez se denominó ΔK y se obtiene con el producto la rigidez de entrepiso del sistema original por un factor ρ .

$$\Delta K = \rho(K_1)$$

donde:

$$\rho = \beta \left[\frac{K_n - K_0}{N-1} + K_0 \right] \left[\frac{1}{K_0} \right]$$

por lo que la rigidez modificada de cada entrepiso quedó como:

$$K_i' = \left[\frac{(n_i - 1)(K_n - K_o)}{N - 1} + K_o \right] \left[1 + \rho \right]$$

donde

N = número total de entrepisos

n_i = entrepiso i ésimo

ρ = factor de incremento de rigidez

K_n = rigidez original del último entrepiso

K_o = rigidez original del primer entrepiso

DK_i = incremento de rigidez del entrepiso i ésimo

K_i' = rigidez del entrepiso i ésimo

Como se puede apreciar de la fórmula, si $\rho=0$, es decir, cuando $\rho=0$, entonces la rigidez i ésima será la correspondiente al sistema original, pero si ρ adquiere cualquier valor, la rigidez i ésima aumentará.

Una consideración muy importante en este estudio fue que se obligó a que el periodo fundamental de vibración de las estructuras permaneciera constante para los diferentes valores del factor de amplificación ρ . Esto se logró suponiendo valores de la rigidez de la planta baja y

calculando el periodo consecuencia de esta rigidez, hasta obtener el periodo deseado.

Dados los pesos, K_0 determina el periodo fundamental T_1 . Existirá un valor de t_1 máximo tal que el desplazamiento de cualquier entrepiso, no exceda del permisible, al cual se le llamó T_{1m} , periodo máximo.

Para un estudio inicial se propusieron los valores del factor β como 0,1,2,3 y 4. Cuando $\beta=0$, estaremos en el sistema original, como se mencionó anteriormente. Con todo esto, se elaboró un estudio preliminar para establecer los casos que se deberían utilizar en el estudio.

CAPITULO II

ELECCION DE LAS ESTRUCTURAS DEFINITIVAS DE ESTUDIO

Para cada estructura (7, 14 y 20 niveles), y mediante un análisis modal espectral, se obtuvieron los periodos máximos para cada valor del factor de amplificación seleccionado, ($\beta=0,1,2,3$ y 4).

El objetivo de este procedimiento fue el de obtener un periodo correspondiente al desplazamiento máximo permisible para poder hacer una gráfica con la cual se pudieran escoger los casos a analizar de manera que los parámetros escogidos fueran homogéneos para todas las estructuras y así poder hacer una buena comparación entre las mismas.

Para desplazamientos que no excedieran 3.6 cm en cada entrepiso y los periodos en segundos, los resultados fueron los siguientes:

ESTRUCTURA	FACTOR DE AMPLIFICACION β	PERIODO FUNDAMENTAL MAXIMO
7 NIVELES	0	1.28
	1	1.11
	2	0.96
	3	0.87
	4	.82

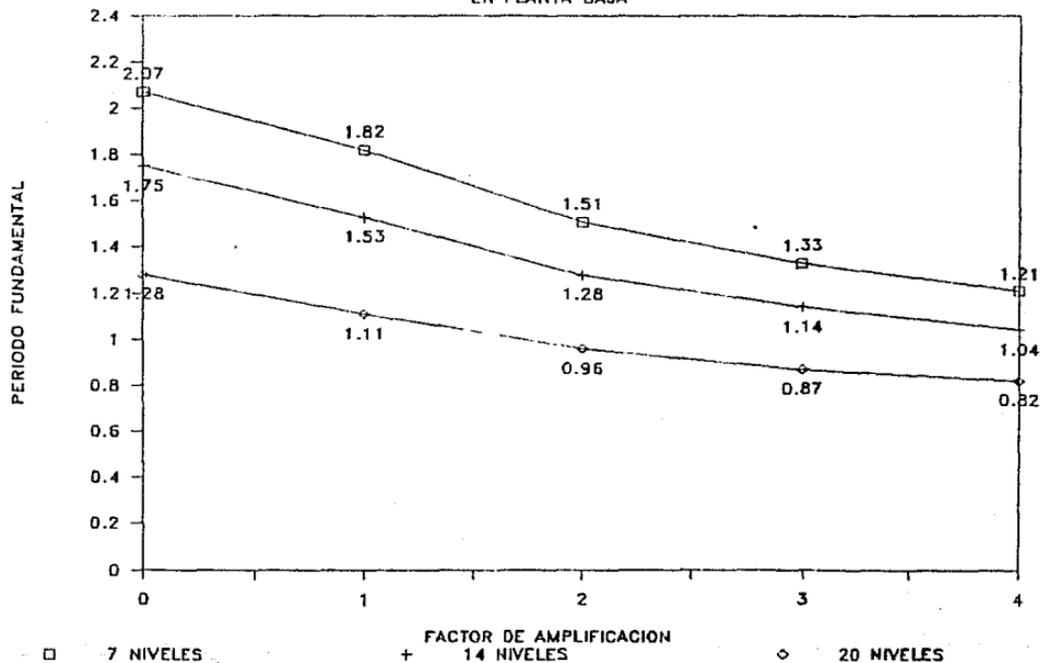
ESTRUCTURA	FACTOR DE AMPLIFICACION β	PERIODO FUNDAMENTAL MAXIMO
14 NIVELES	0	1.75
	1	1.53
	2	1.28
	3	1.14
	4	1.04
20 NIVELES	0	2.87
	1	1.82
	2	1.51
	3	1.33.
	4	1.21

Con estos datos se hizo la gráfica 3 de donde se podrán observar mejor los casos seleccionados en la siguiente página.

Cabe mencionar que el factor de amplificación no se refiere a la relación de las rigideces entre planta baja y segundo piso, sino que es un parámetro que se tomó para tratar de tener un parámetro común entre las diferentes estructuras, pero esto se mencionará más a detalle en el siguiente capítulo.

PERIODOS PARA DEFORMACIONES PERMISIBLES

EN PLANTA BAJA



Como se puede observar de los datos y de la gráfica, a medida que aumenta el factor de amplificación, la estructura se hace más rígida, pues el periodo fundamental decrece, no obstante que la rigidez en planta baja decrece a medida que se aumenta β . La rigidez en planta baja tiene que decrecer para poder cumplir con la condición de que los periodos fundamentales permanezcan constantes con la variación de β .

Una medida aproximada del periodo fundamental de una estructura es que:

$$T = 0.1 N$$

es decir, el periodo fundamental de una estructura se encuentra alrededor del 10% del número de niveles. Aunque esto no es real sino una aproximación, se escogió que uno de los periodos a estudiar de cada estructura fuera precisamente el que cumpliera con esta condición.

De la gráfica 3, los casos que se encuentran por encima de las curvas de la gráfica, representan aquéllos en los que el desplazamiento de la estructura rebasa al permisible; y los casos que se encuentren por debajo de las curvas, serán los que estén dentro de lo permisible.

Otros de los casos que se querían analizar fueron aquéllos en los que el periodo fuera mayor al de la condición anterior y otro en el que fuera menor.

Para seleccionar los factores de amplificación que correspondieran a periodos que se encontraran dentro de la zona permisible, se traza una raya horizontal en algún periodo en específico. Todos los puntos anteriores a la intersección con la curva de la estructura deseada estarán dentro de lo permisible, y los puntos posteriores a dicha intersección se encontrarán fuera de lo permisible.

Para el sistema de 20 niveles, se puede observar que cualquier caso por encima de 0.1N tendrá desplazamientos muy grandes para cualquier valor del factor de amplificación, por lo que se decidió que en esta estructura sólo se tomarían dos periodos para el análisis.

Para encontrar los periodos a analizar, se estudió primero cuáles eran los valores del factor β que se podían aplicar a la mayoría de las estructuras y se observó que para $\beta > 2$, casi cualquier periodo que se tomara cercano a 0.1N, causaría que la estructura tuviera un desplazamiento mucho mayor al permisible, por lo que se tomó como límite del factor de amplificación de rigidez $\beta = 2$.

Se decidió tomar tres valores para este factor, y los casos en que se vio que casi todos los sistemas estaban

dentro del límite fueron para $\beta < 2$, por lo que se optó por utilizar $\beta = 0.5, 1$ y 2 . (también $\beta = 0$, pero corresponde al sistema original). Con esto ya se podían elegir los casos.

Para el sistema de 20 niveles, se eligieron los periodos de 2 y 1.8, y factores de amplificación de $\beta = .5$ y 1. Ya no se tomó en cuenta $\beta = 2$ debido a que excedía mucho al desplazamiento permisible. Aunque se puede ver que para $T = 2$ y $\beta = .5$ los desplazamientos exceden al permisible, para fin de este estudio sí se consideraron para ver que sucedía con los casos cercanos al desplazamiento lateral límite o aquellos que lo excedían muy poco. Hay que recordar que para obtener estos resultados se utilizó un programa modal espectral y no el análisis dinámico del Drain-2D.

Para el sistema de 14 niveles, se decidió utilizar $T = 1.5, 1.4$ y 1.1 con $\beta = .5, 1$ y 2 .

Para el sistema de 7 niveles se utilizó $T = 1, .7$ y $.4$ con los mismos factores de amplificación.

En la siguiente tabla se pueden apreciar los casos elegidos para el análisis:

ESTRUCTURA (NIVELES)	PERIODO FUNDAMENTAL	FACTOR DE AMPLIFICACION β
20	2.0	0 0.5 1.0
	1.8	0 0.5 1.0
14	1.5	0 0.5 1.0 2.0
	1.4	0 0.5 1.0 2.0
	1.1	0 0.5 1.0 2.0
7	1.0	0 0.5 1.0 2.0

ESTRUCTURA (NIVELES)	PERIODO FUNDAMENTAL	FACTOR DE AMPLIFICACION β
7	0.7	0
		0.5
		1.0
		2.0
	0.4	0
		0.5
		1.0
		2.0

Para los sistemas elastoplásticos sin incluir el efecto P- Δ ni la degradación de rigideces se estudiaron todos los casos anteriores, y para los sistemas elastoplásticos incluyendo el efecto P- Δ y la degradación de rigideces sólo se estudiaron los siguientes casos:

ESTRUCTURA (NIVELES)	PERIODO FUNDAMENTAL	FACTOR DE AMPLIFICACION β
14	1.4	0
		0.5
		1.0
		2.0

ESTRUCTURA (NIVELES)	PERIODO FUNDAMENTAL	FACTOR DE AMPLIFICACION β
14	1.1	0
		0.5
		1.0
		2.0
7	0.4	0
		0.5
		1.0
		2.0

Para fines de este capítulo, no se consideró necesario estudiar todos los casos incluyendo el efecto $P-\Delta$ y el deterioro de rigideces debido a que además de que sólo se intentaba apreciar lo que ocurría cuando se incluían estos fenómenos, se observó que la mayoría de los casos fallaban, pero esto se explicará con mayor detalle más adelante. El estudio completo de todos los casos incluyendo el efecto $P-\Delta$ y el deterioro de rigideces se hará en otra etapa.

CAPITULO III

DISTRIBUCION DE RIGIDECES Y MODELADO

Mediante un análisis modal espectral y con las ecuaciones del capítulo anterior para las rigideces de los diferentes entrepisos, se obtuvieron las distribuciones de rigideces y deformaciones de cada una de las estructuras.

El objeto de incluir las distribuciones de deformaciones en las siguientes gráficas es para que se pueda apreciar el cambio de esta distribución con respecto al cambio de la distribución de rigideces.

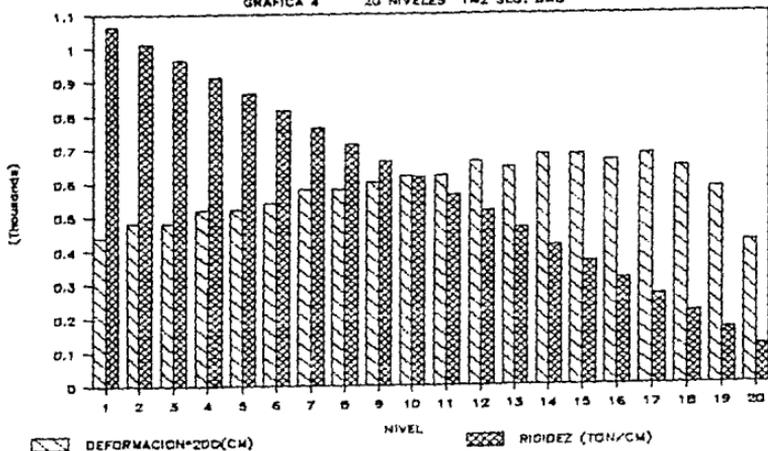
Estas distribuciones de deformaciones se obtuvieron con el programa de análisis modal espectral.

A continuación se presentan las gráficas 4 a 31 ordenadas de acuerdo a la tabla del capítulo anterior.

El valor de la rigidez está señalado en el eje de las ordenadas tal y como aparece, y para obtener el valor de las deformaciones habrá que multiplicar el valor leído en el eje de las ordenadas por 200 y este valor estará dado en cm. Se graficaron las dos distribuciones juntas para poderlas comparar cuando se cambia la distribución de rigideces.

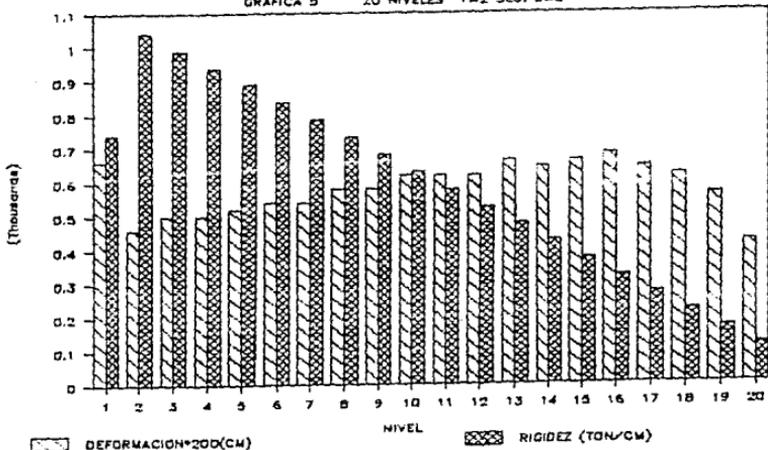
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 4 20 NIVELES T=2 SEG. B=0



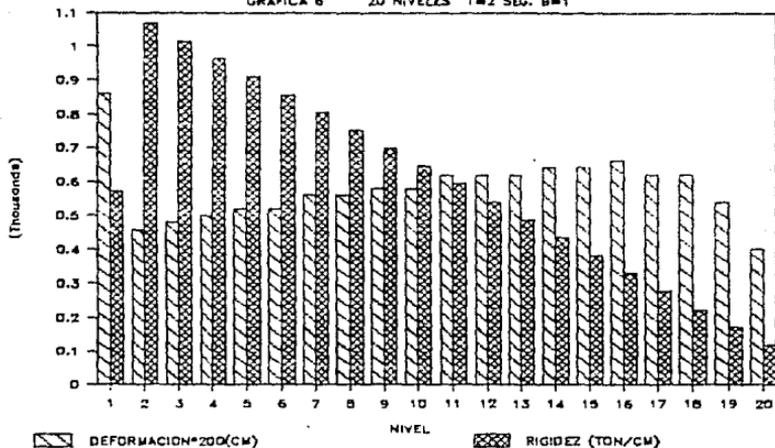
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 5 20 NIVELES T=2 SEG. B=0



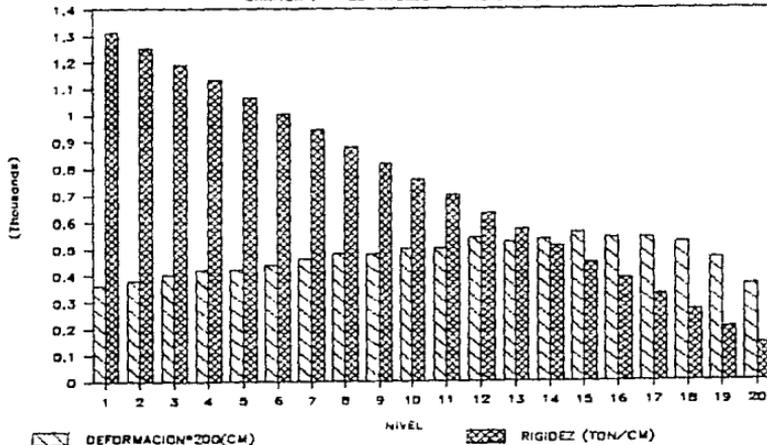
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 6 20 NIVELES T=2 SEG. B=1



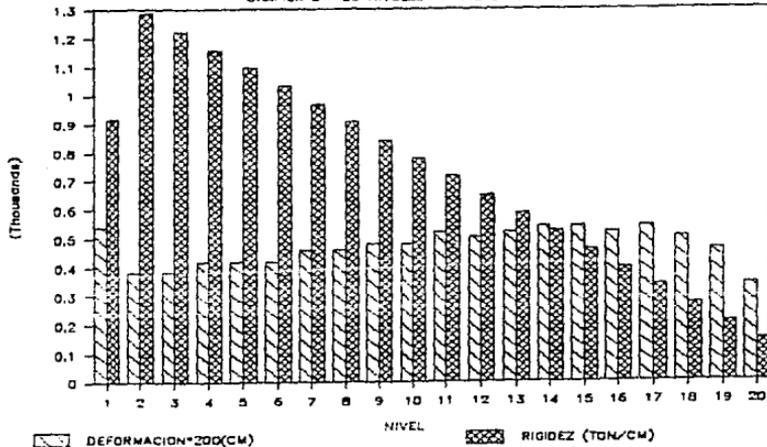
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 7 20 NIVELES T=1.8 SEG. B=0



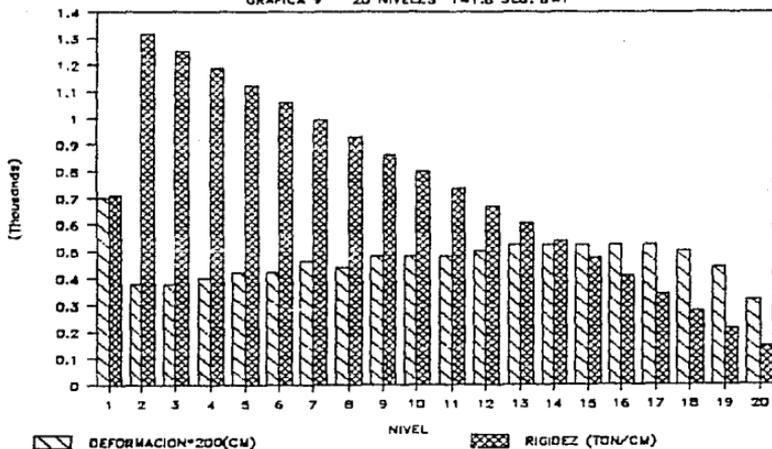
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 8 20 NIVELES T=1.8 SEG. B=0.5



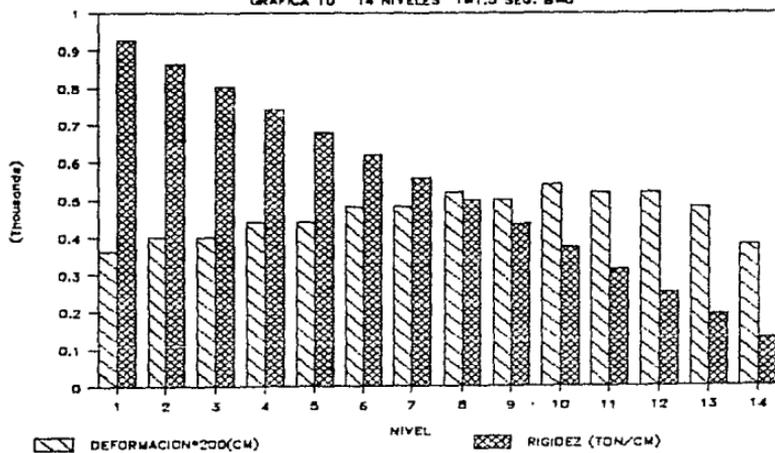
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 9 20 NIVELES T=1.8 SEG. B=1



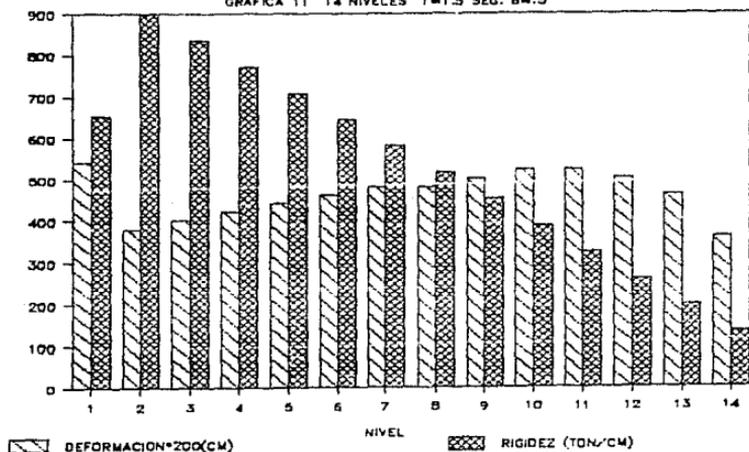
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 10 14 NIVELES T=1.5 SEG. B=0



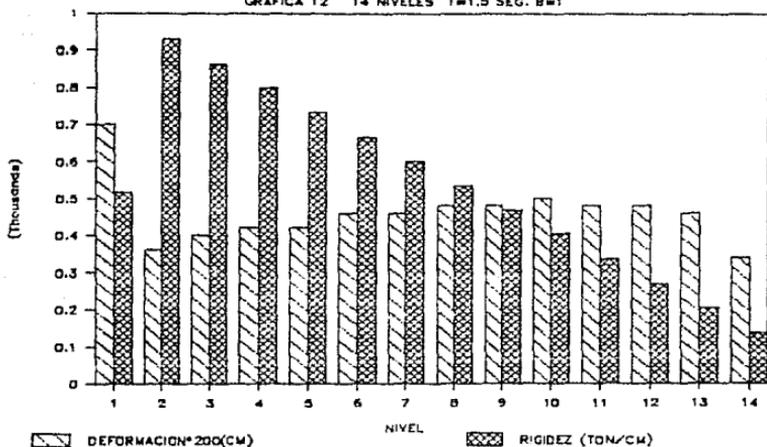
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 11 14 NIVELES T=1.5 SEG. B=0.5



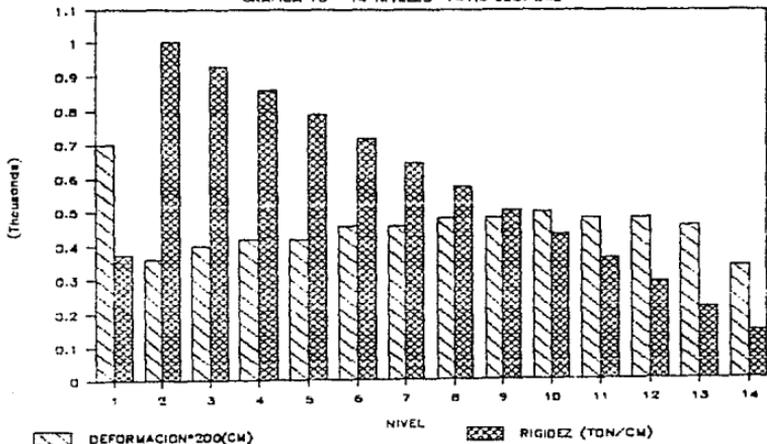
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 12 14 NIVELES T=1.5 SEG. B=1



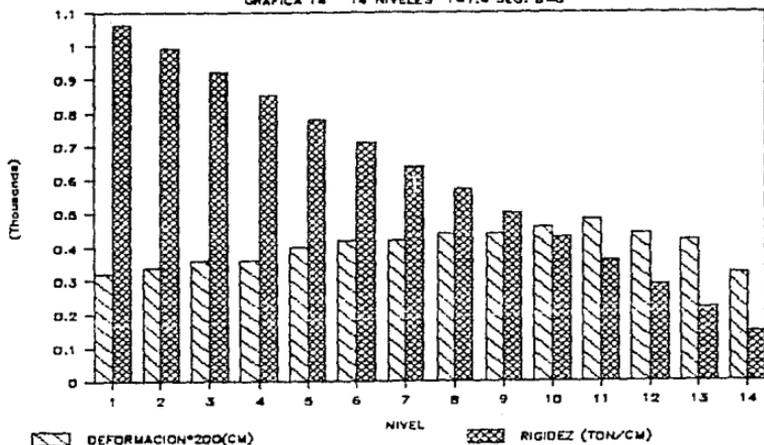
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 13 14 NIVELES T=1.5 SEG. B=2



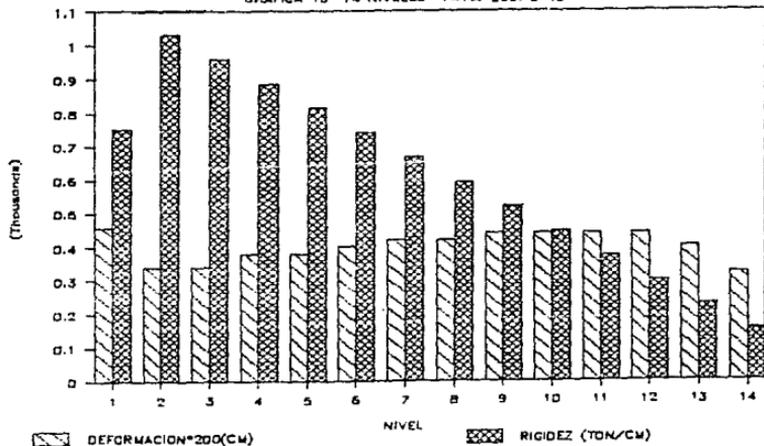
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 14 14 NIVELES T=1.4 SEG. B=0



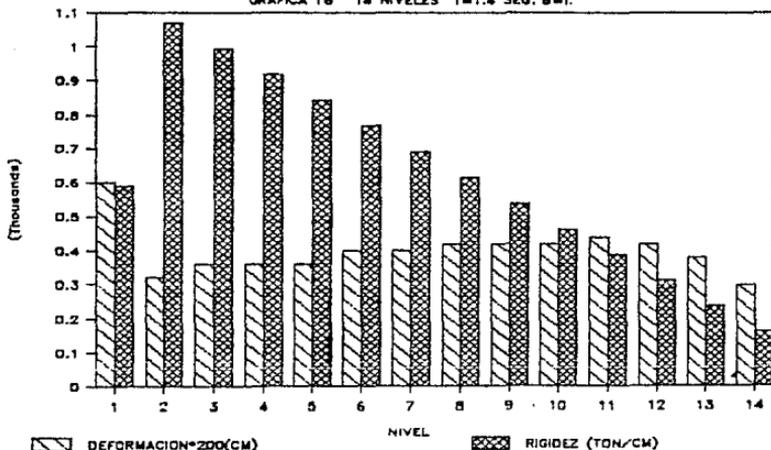
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 15 14 NIVELES T=1.4 SEG. B=.5



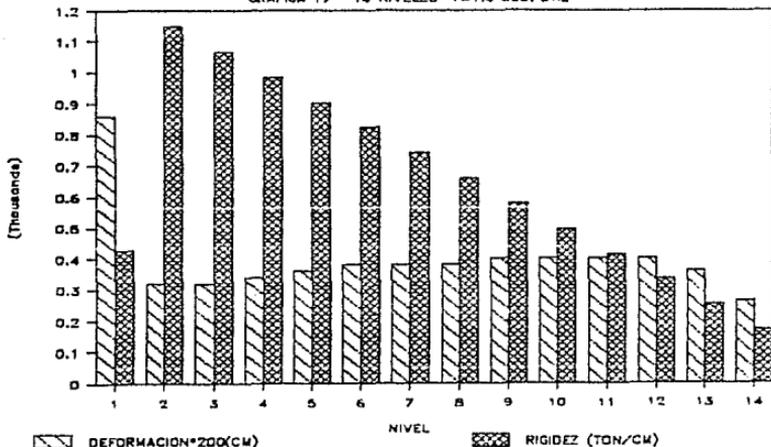
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 16 14 NIVELES T=1.4 SEG. B=1.



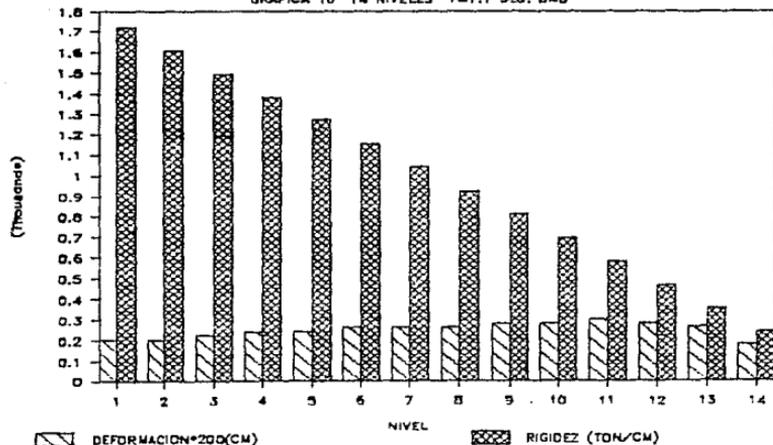
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 17 14 NIVELES T=1.4 SEG. B=2



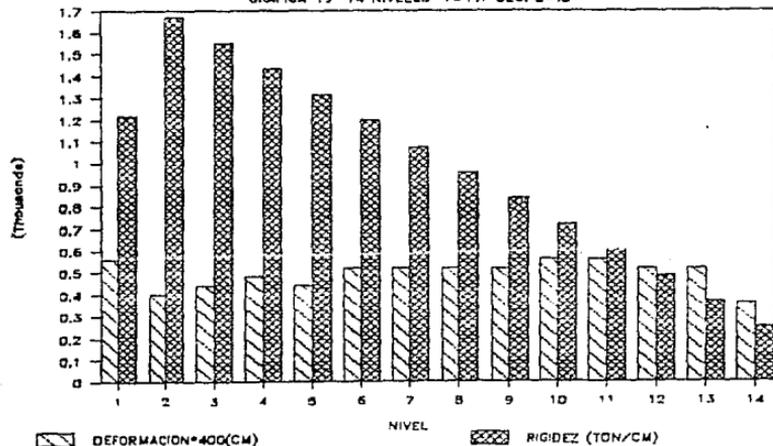
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 18 14 NIVELES T=1.1 SEG. B=0



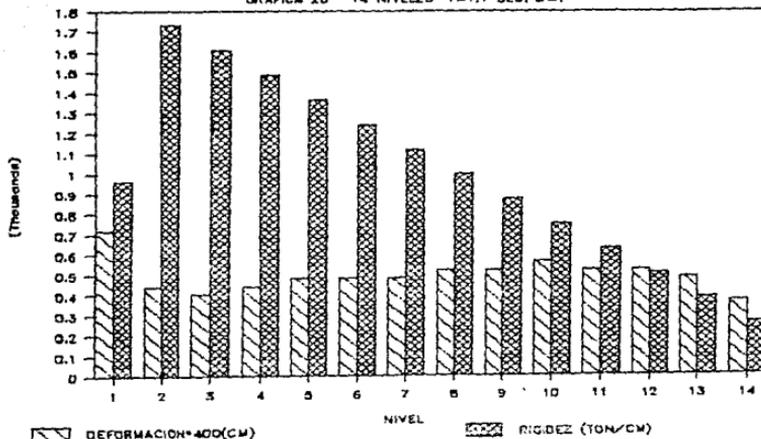
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 19 14 NIVELES T=1.1 SEG. B=.5



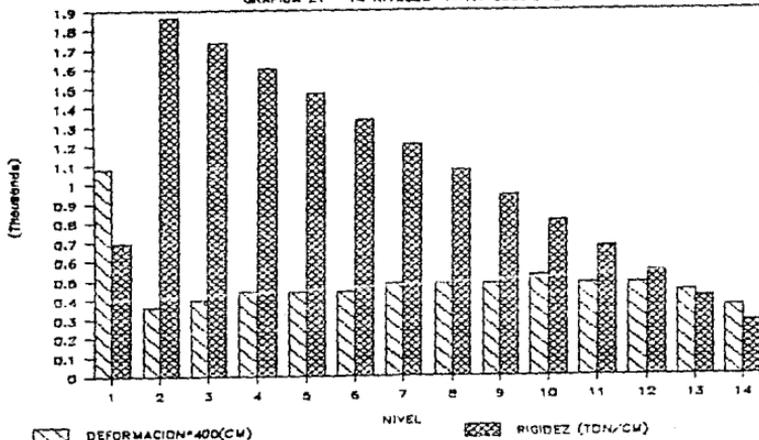
DISTRIBUCION RIGIDECES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 20 14 NIVELES T=1.1 SEG. B=1



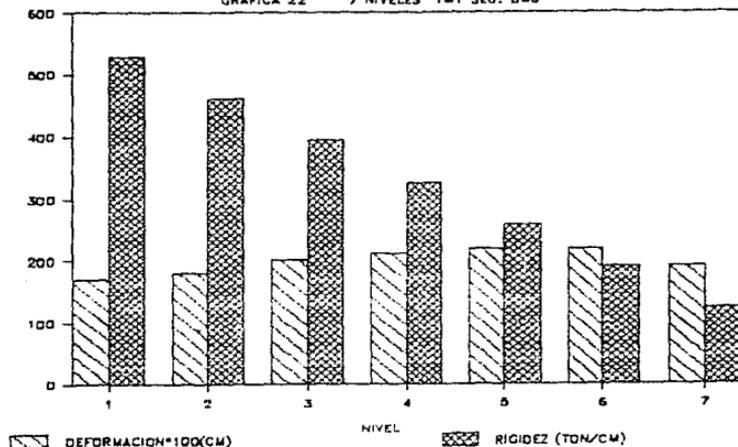
DISTRIBUCION RIGIDECES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 21 14 NIVELES T=1.1 SEG. B=2



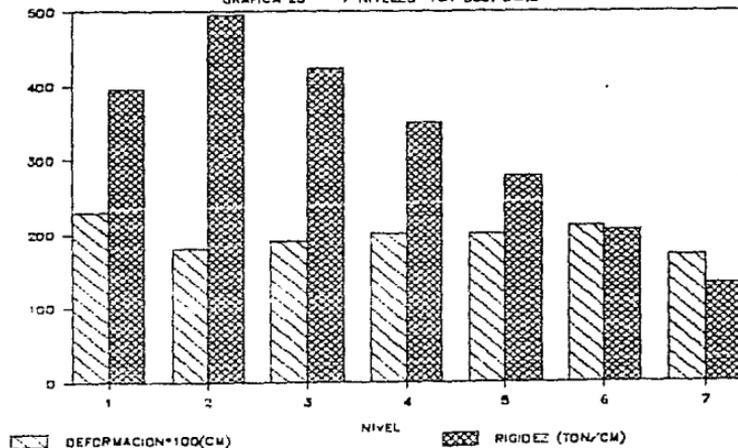
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 22 7 NIVELES T=1 SEG. B=0



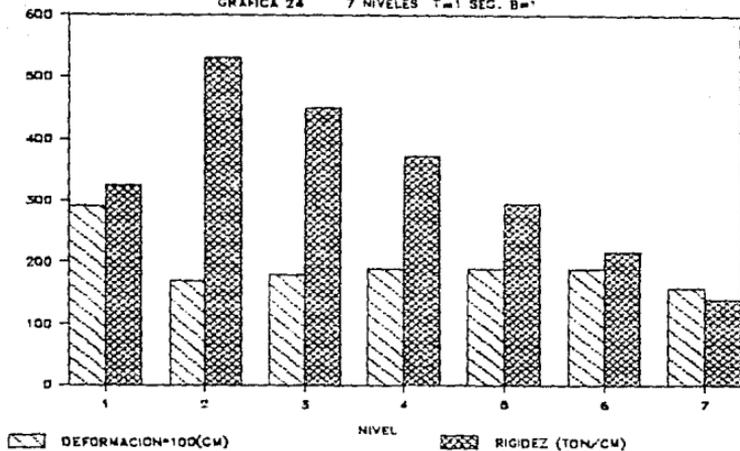
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 23 7 NIVELES T=1 SEG. B=.5



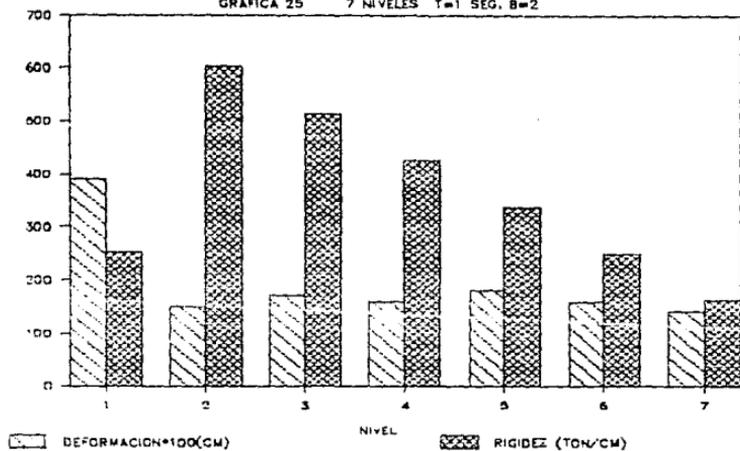
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 24 7 NIVELES T=1 SEG. B=1'



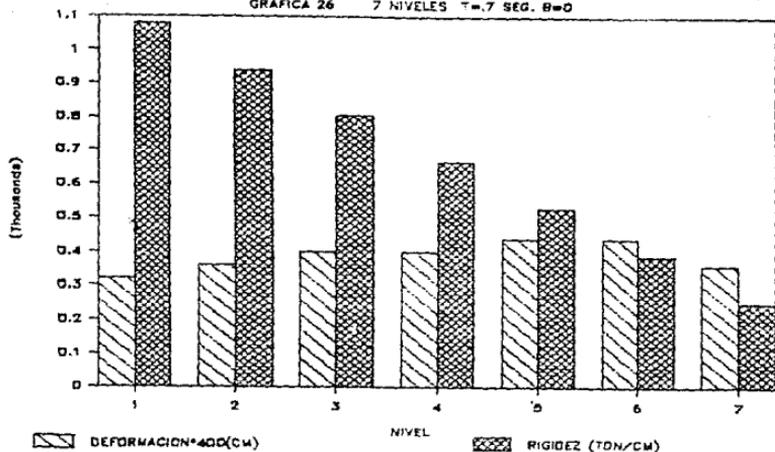
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 25 7 NIVELES T=1 SEG. B=2



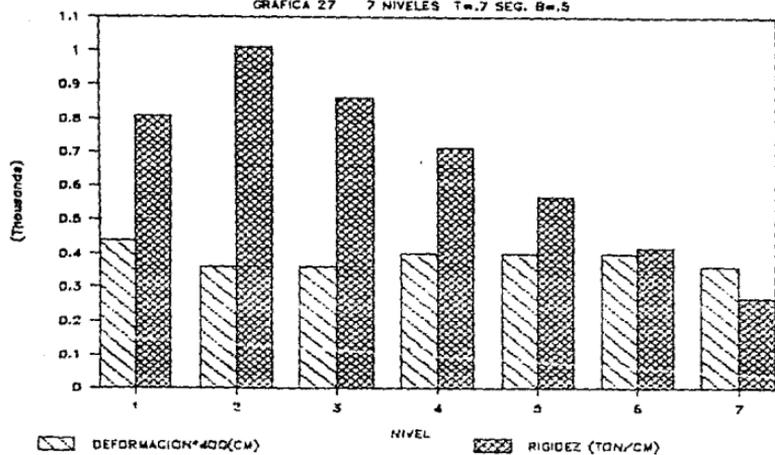
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 26 7 NIVELES T=7 SEG. B=0



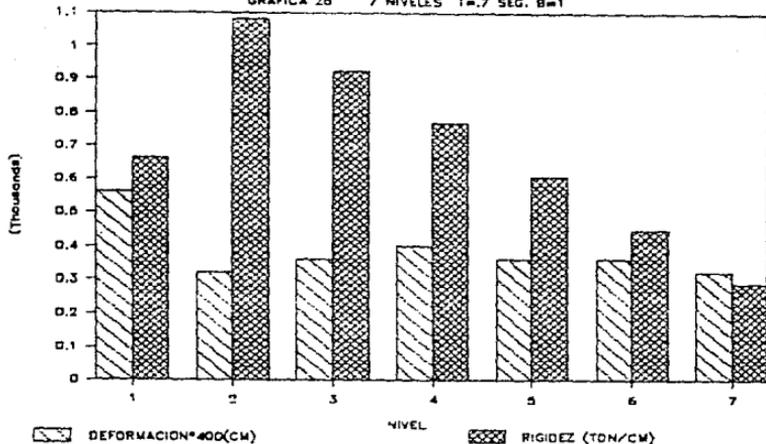
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 27 7 NIVELES T=7 SEG. B=3



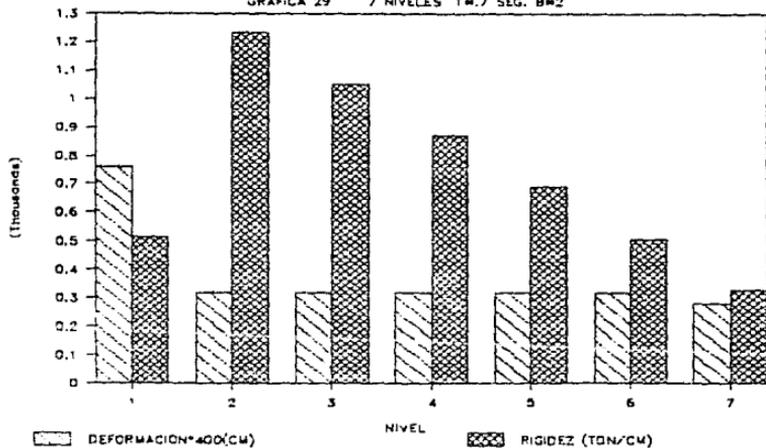
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 28 7 NIVELES T=7 SEG. B=1



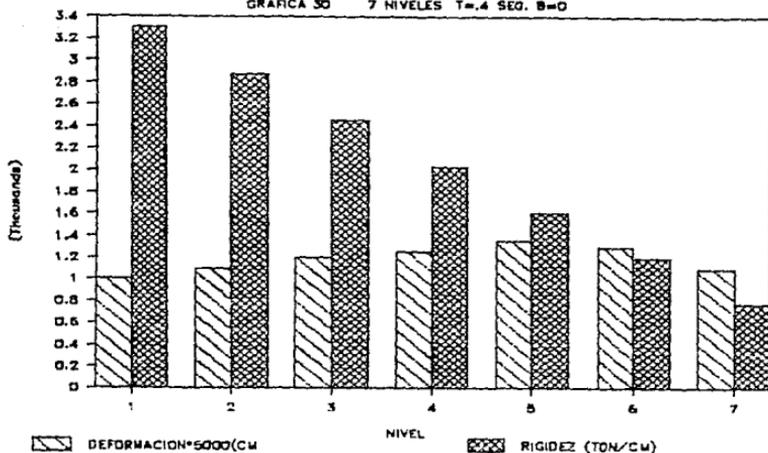
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 29 7 NIVELES T=7 SEG. B=2



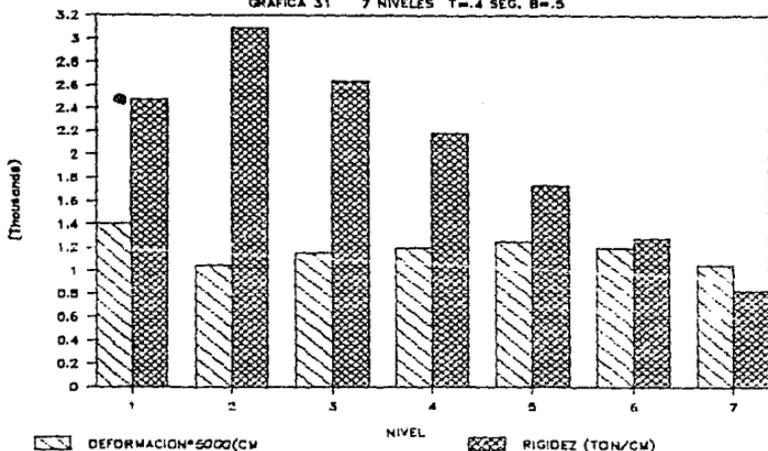
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 30 7 NIVELES T=4 SEG. B=0



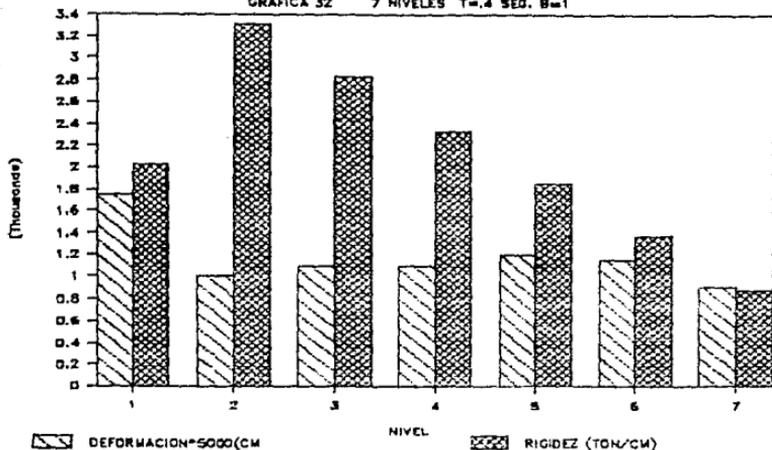
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 31 7 NIVELES T=4 SEG. B=5



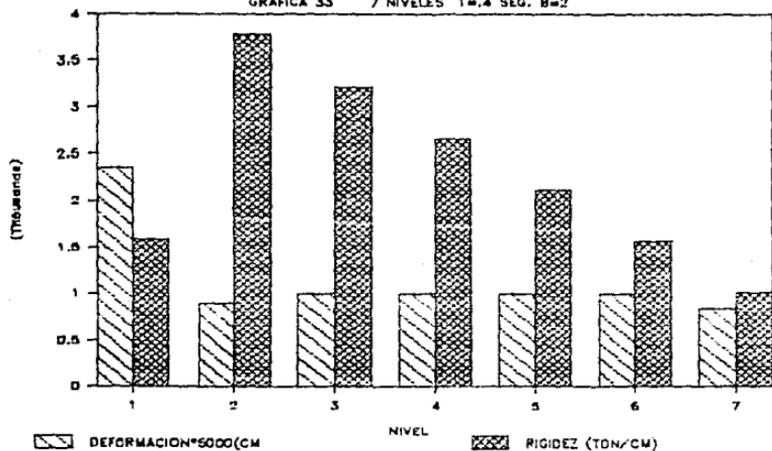
DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 32 7 NIVELES T=4 SEG. B=1



DISTRIBUCION RIGIDEZES Y DEFORMACIONES

GRAFICA 33 7 NIVELES T=4 SEG. B=2



De las gráficas anteriores se puede apreciar como el cambio de rigidez entre planta baja y segundo piso se va acentuando a medida que se aumenta el factor de amplificación β . Esto es muy importante debido a que mientras más brusco sea el cambio, mayor será la posibilidad de falla de la estructura.

En la siguiente tabla podemos apreciar cual es la relación entre la rigidez de segundo piso entre la rigidez de planta baja, es decir, K_2/K_0 , para las diferentes estructuras.

ESTRUCTURA	FACTOR DE AMPLIFICACION β	K_2/K_0
7 NIVELES	0	0.87
	0.5	1.25
	1.0	1.63
	2.0	2.39
14 NIVELES	0	0.93
	0.5	1.37
	1.0	1.81
	2.0	2.68

ESTRUCTURA	FACTOR DE AMPLIFICACION β	K_2/K_0
20 NIVELES	0	0.95
	0.5	1.41
	1.0	1.86

Se puede apreciar que la relación K_2/K_0 en el sistema original es menor que la unidad, y a medida que el factor de amplificación aumenta, esta relación también lo hace, tanto que es de importancia tenerlo en cuenta cuando se analicen los resultados obtenidos.

En cuanto a las deformaciones, se puede observar como es que en el sistema original, la deformación más grande se encuentra en alguno de los pisos superiores, pero a medida que se aumenta el factor de amplificación β , la deformación más grande se encuentra en la planta baja y además la deformación de los pisos superiores decrece. Esto es muy importante de tener en cuenta dado que mientras mayor sea la deformación en planta baja comparada con la de segundo piso, mayor será la posibilidad de falla.

Esto se debe a que no existe ya una deformación

proporcional en cada uno de los entrepisos, sino sólo en los superiores. Entre planta baja y segundo piso, la deformación es muy grande, y la estructura no siempre es capaz de resistirla debido a que se presenta una gran demanda de ductilidad.

Se incluyeron todas las gráficas para que se pueda apreciar que pasa en cada una de las estructuras, pues aún cuando es el mismo fenómeno, se observan cambios diferentes en cada una.

En cuanto a las resistencias de los diferentes entrepisos, éstas también presentaron alteraciones. Al aumentar la rigidez de un elemento, también se aumenta su resistencia, por lo que al aumentar la rigidez de un entrepiso, su resistencia también se aumenta.

Este aumento en resistencia sigue el mismo patrón que la distribución de rigideces, es decir, el aumento se presenta principalmente en los primeros entrepisos, y en los últimos casi se conserva la misma resistencia en todas las estructuras del mismo número de niveles y del mismo periodo de vibración.

CAPITULO IV

RESULTADOS

El objeto del estudio consistió en la obtención de las demandas de ductilidad para diversas estructuras, y la elaboración de las gráficas "Demanda de Ductilidad-Periodo Fundamental-Factor de Amplificación β " para una mejor interpretación de los resultados.

La demanda de ductilidad se refiere al cociente que resulta de dividir la deformación última entre la deformación de fluencia, y se denomina " μ ", por lo que:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_f}$$

La deformación última es la última deformación alcanzada por la estructura cuando se somete a una fuerza, y la deformación de fluencia es la deformación que tiene la estructura en el momento en que alcanza el punto de fluencia de la misma.

Para las estructuras en las cuales no se incluyó el efecto P- Δ ni el deterioro se obtuvieron dos tipos de gráficas. En la primera tenemos en el eje de las abcisas al factor de amplificación β , y en esta gráfica podemos apreciar el cambio de la demanda de ductilidad a medida

que aumenta el factor de amplificación, y se tienen varias curvas; una para cada valor del periodo escogido. (gráficas 34, 36 y 38)

La segunda gráfica tiene en el eje de las abcisas al periodo fundamental de vibración. Aquí se puede apreciar el cambio de la demanda de ductilidad a medida que se aumenta el periodo de una estructura, y se tiene una curva para cada valor del factor de amplificación. (gráficas 35, 37 y 39)

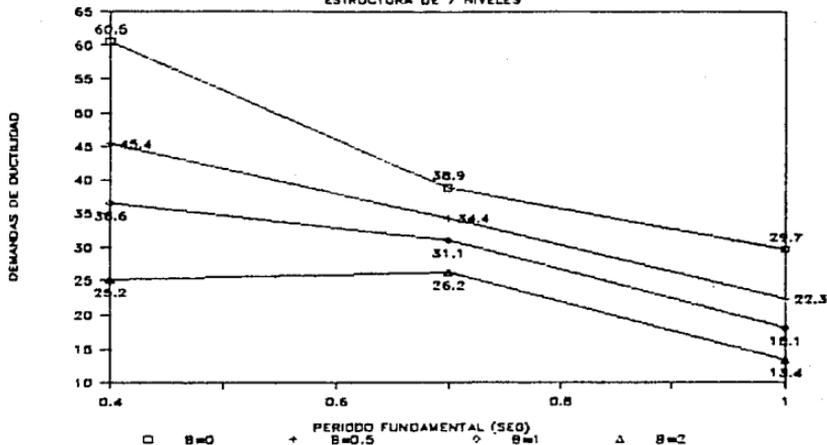
Después se encuentra una gráfica en la que aparecen todas las estructuras elegidas. (gráfica 40)

En las gráficas 41, 42 y 43 podemos observar la variación de las deformaciones en planta baja a medida que se aumenta el factor de amplificación para todas las estructuras.

PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

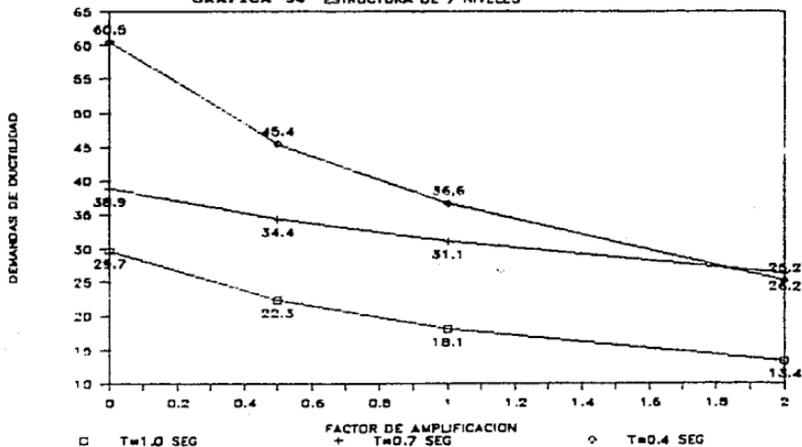
GRAFICA 25

ESTRUCTURA DE 7 NIVELES



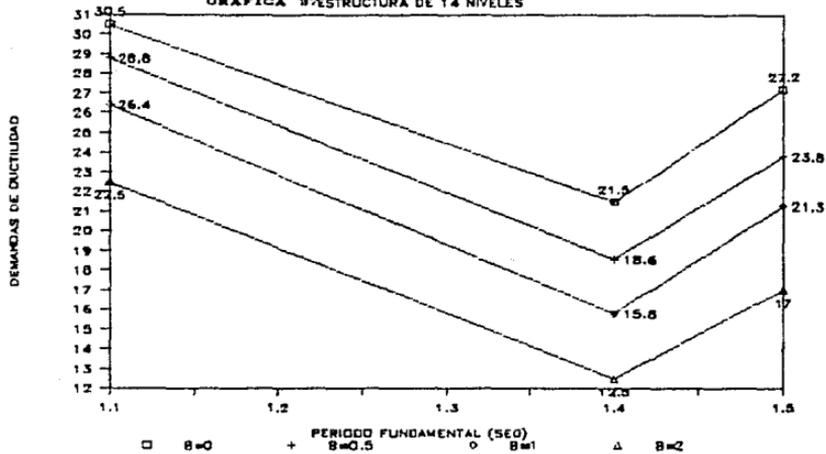
PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

GRAFICA 34 ESTRUCTURA DE 7 NIVELES



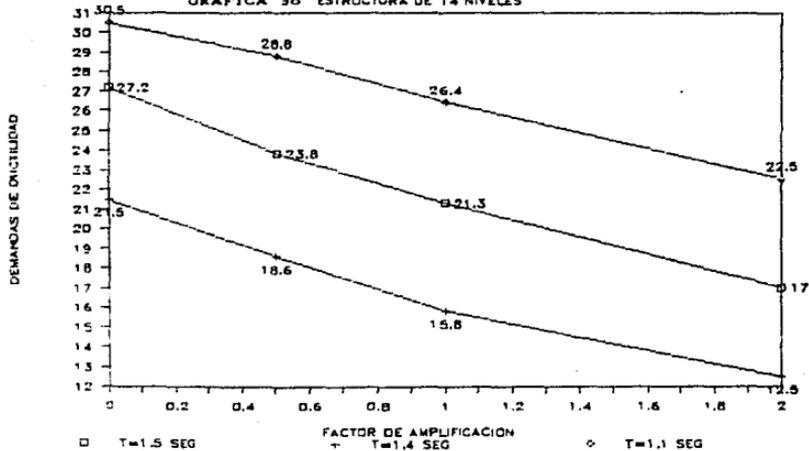
PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

GRAFICA 27 ESTRUCTURA DE 14 NIVELES



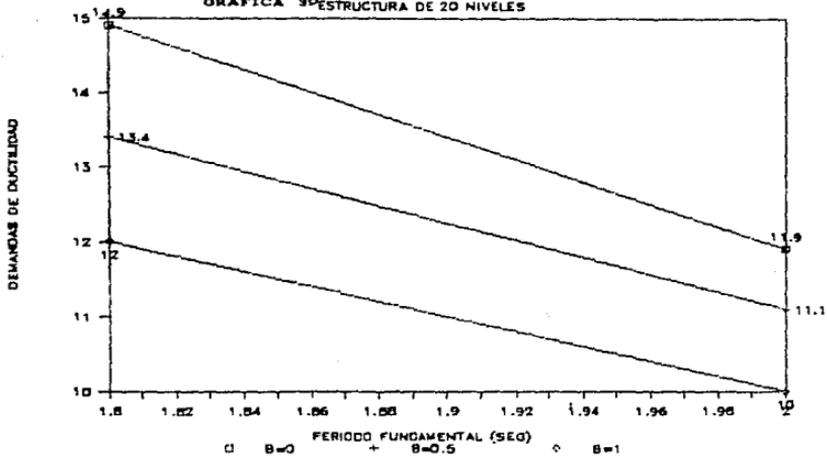
PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

GRAFICA 30 ESTRUCTURA DE 14 NIVELES



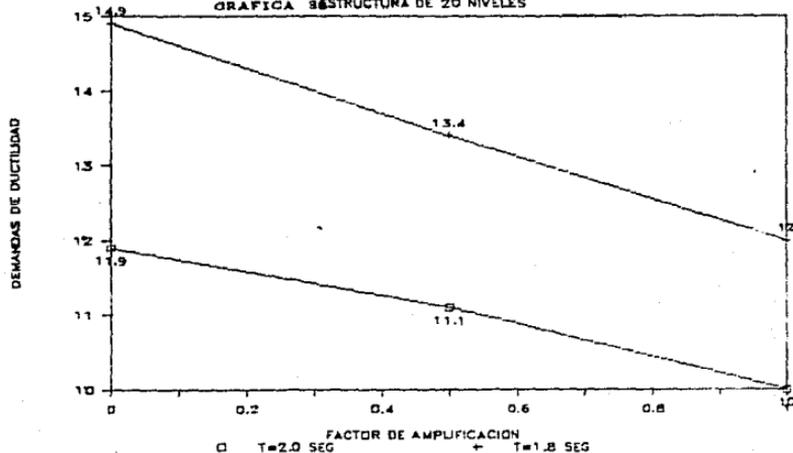
PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

GRAFICA 3^o ESTRUCTURA DE 20 NIVELES



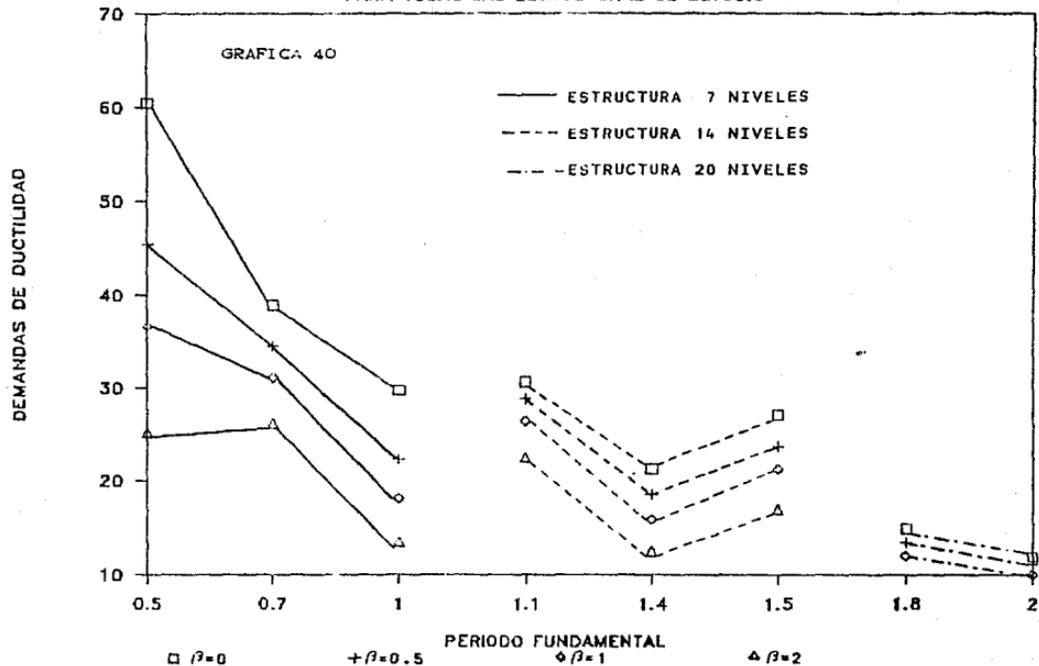
PROYECTO PLANTA BAJA LIBRE

GRAFICA 3^o ESTRUCTURA DE 20 NIVELES

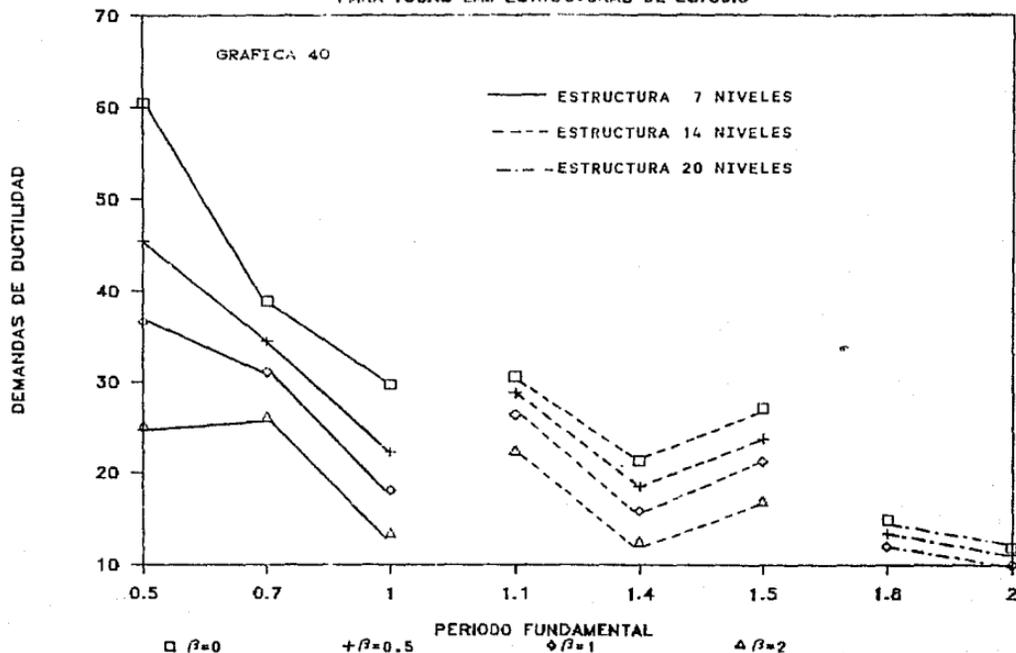


COMPARACION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD

PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO



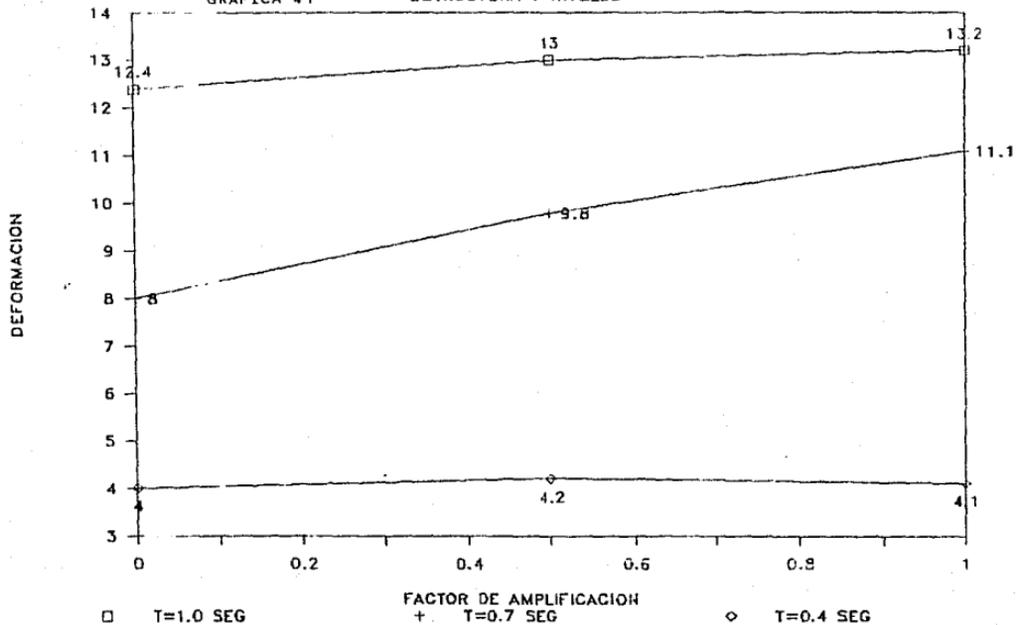
COMPARACION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO



DEFORMACIONES EN PLANTA BAJA

GRAFICA 41

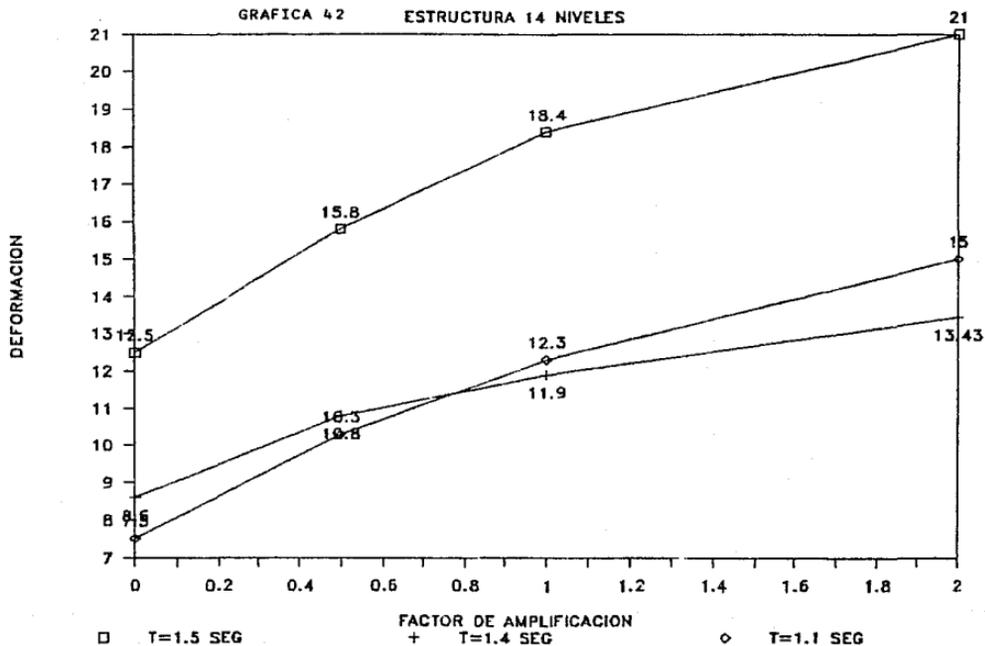
ESTRUCTURA 7 NIVELES



DEFORMACIONES EN PLANTA BAJA

GRAFICA 42

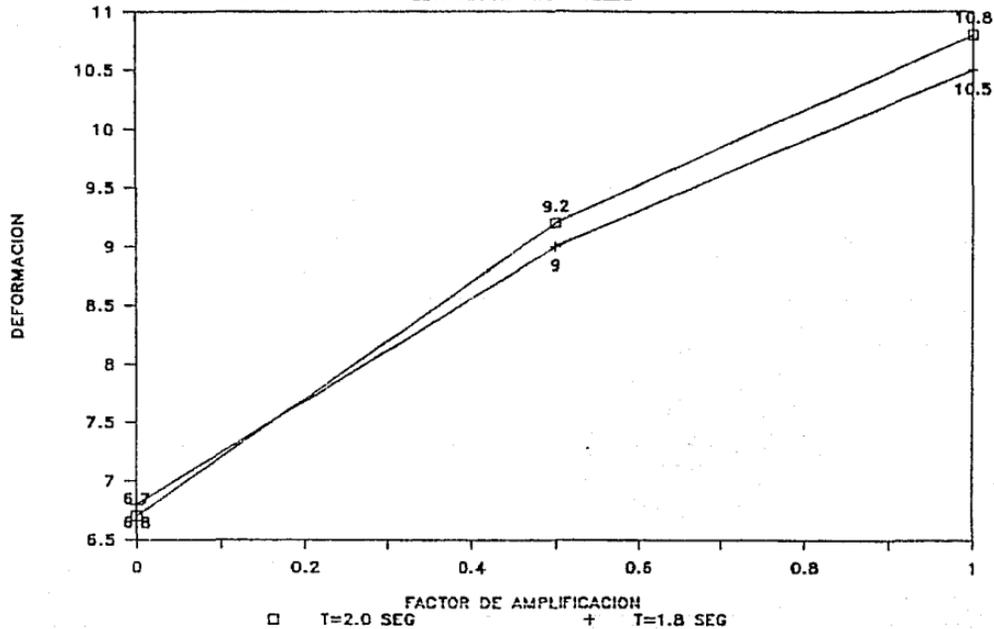
ESTRUCTURA 14 NIVELES



DEFORMACIONES EN PLANTA BAJA

GRAFICA 43

ESTRUCTURA 20 NIVELES



Como se puede apreciar de las gráficas anteriores, las demandas de ductilidad en planta baja decrecen a medida que aumenta el factor de amplificación. En estudios anteriores de estructuras con planta baja libre, se había observado que la tendencia era que la demanda de ductilidad se incrementara a a medida que el factor de amplificación se incrementara.

Esta aparente contradicción surge debido a que para que el periodo fundamental se conserve constante cuando hay un aumento de rigidez en los pisos superiores, debe haber un decremento en la rigidez de planta baja. Dicho decremento es importante y obliga a que haya un incremento importante en la deformación de fluencia, y a pesar de que la deformación última aumenta, el cociente δ_u / δ_f disminuye.

A pesar que se presenta una disminución de la demanda de ductilidad, es importante observar que el crecimiento de la deformación última en planta baja es grande, y por ello puede fallar la estructura. Si se analizan las tres gráficas anteriores, se puede apreciar que a medida que la estructura tiene mayor número de niveles, la deformación en planta baja es mayor a medida que se aumenta el factor de amplificación β .

De esto podemos concluir que a mayor número de

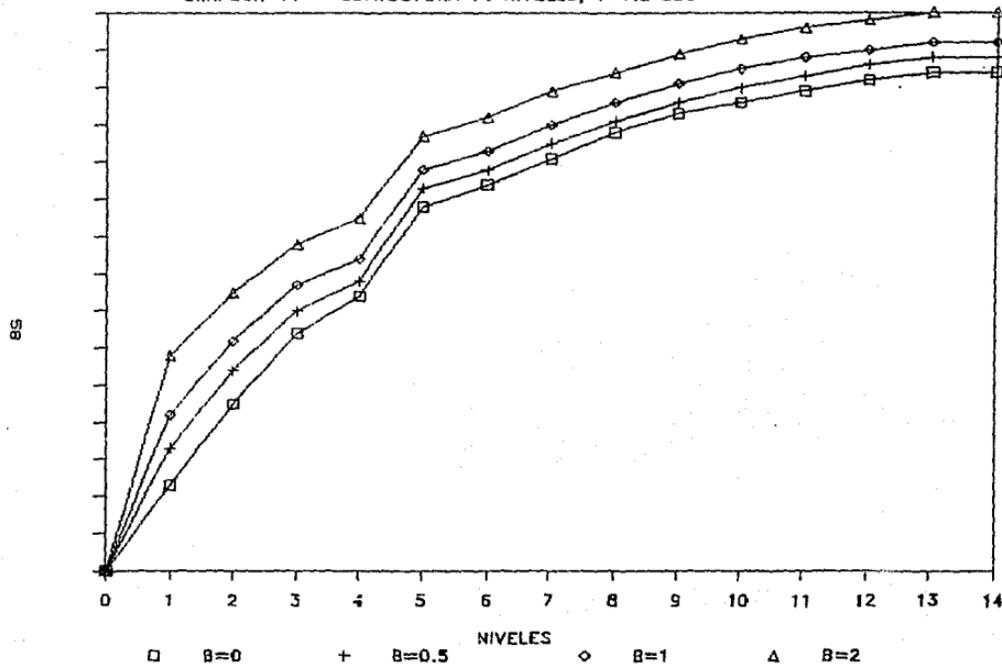
niveles, mayor es el riesgo de falla al tener una estructura con planta baja libre.

También se elaboraron tres gráficas correspondientes a todos los casos estudiados para estructuras de 14 niveles en los cuales se dibujó la distribución de desplazamientos a lo largo de la altura de la estructura.

En dichas gráficas podemos observar que para los pisos superiores (5 en adelante) la elástica es muy similar, pero que la diferencia importante se encuentra en los primeros niveles, especialmente en planta baja y segundo piso

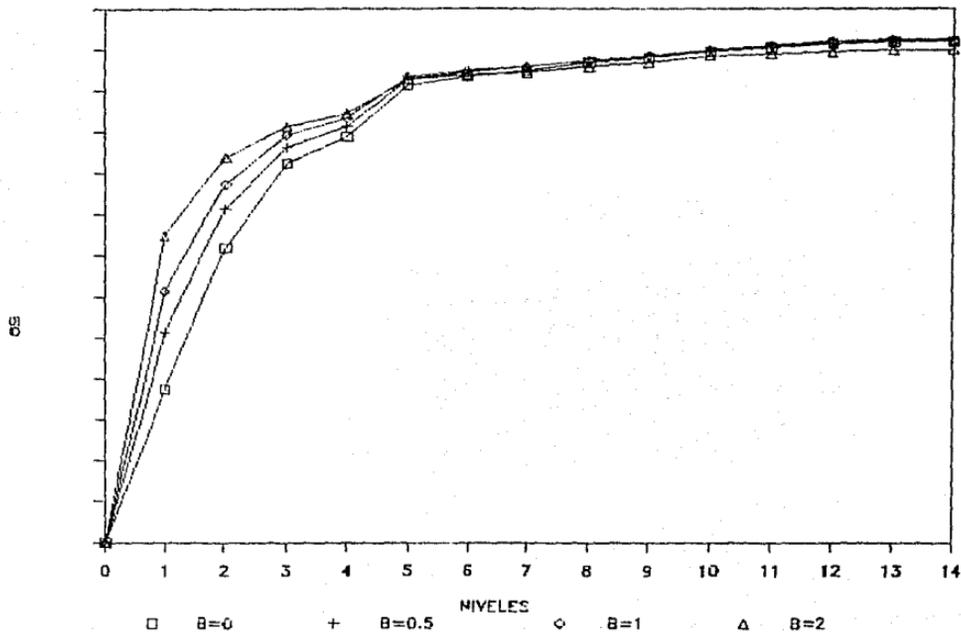
DISTRIBUCION DE DESPLAZAMIENTOS

GRAFICA 44 ESTRUCTURA 14 NIVELES; T=1.5 SEG



DISTRIBUCION DE DESPLAZAMIENTOS

GRAFICA 45 ESTRUCTURA 14 NIVELES; T=1.1 SEG



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Un segundo estudio se llevó a cabo para algunas estructuras de 14 y 7 niveles, pero adicionando el efecto $P-\Delta$ y el deterioro de rigideces.

El efecto $P-\Delta$ ha sido de gran preocupación para los ingenieros estructuristas, y se han desarrollado métodos para incluir este efecto en el análisis estructural.

En el análisis de sistemas estructurales sujetos a desplazamientos laterales, el movimiento de la masa estructural a una posición deformada genera efectos de volteo de segundo orden, incrementando la respuesta por encima de los valores obtenidos mediante un análisis de primer orden únicamente. Estos efectos de segundo orden no son incorporados en el análisis estático.

Este comportamiento de segundo orden ha sido denominado como efecto $P-\Delta$, dado que los efectos de volteo adicionales en la estructura equivalen a la suma del producto de los pesos "p" por el desplazamiento lateral " δ " de cada entrepiso, ó el peso total de la estructura "P" por el desplazamiento lateral total " Δ ", es decir, los efectos de las cargas verticales actuando sobre los desplazamientos de la estructura deformada.

Los efectos $P-\Delta$ son más importantes cuanto mayor es la altura de una estructura y mayor es su flexibilidad, y por tanto cuanto mayor es su periodo fundamental de

vibración.

Sería del todo impráctico pretender que las estructuras resistieran los grandes temblores sin salir de su intervalo de comportamiento elástico. Se eligen los materiales de construcción de acuerdo a su capacidad de deformarse inelásticamente sin fallar, es decir, a su ductilidad.

Hay estructuras cuya resistencia ante una sola aplicación de carga se acerca al triple de la que resulta de una análisis convencional. Es frecuente que la capacidad ante temblores de corta duración sea muy superior a la calculada, aún cuando se trata de estructuras relativamente frágiles, y en cambio, el deterioro que sufren ciertos materiales de construcción, como el concreto sin confinar y la mampostería, cuando se les somete a un gran número de cargas alternantes, puede contrarrestar buena parte de la resistencia extra que suministra la ductilidad.

Por ello es importante tener en cuenta el deterioro de rigideces para estructuras importantes.

De estudios anteriores se observó que cuando se toman los dos fenómenos juntos, es decir, el efecto P- Δ y el deterioro de rigideces, los resultados se acercan mucho a la realidad, y por ello se decidió realizar también este

estudio pero sólo con algunas de las estructuras.

Cuanto mayor es la duración de un temblor, mayor es el deterioro que experimentan ciertos materiales de construcción. El deterioro contrarresta los beneficios de la ductilidad.

Todas las estructuras sometidas a este estudio fallaron en planta baja, por lo que no se pudieron obtener las demandas de ductilidad, pero lo importante fue observar el tiempo en que falló cada una, como se muestra en la siguiente tabla:

ESTRUCTURA (NIVELES)	FACTOR DE AMPLIFICACION β	TIEMPO DE FALLA
14	0	52
	0.5	48
	1.0	46
	2.0	45
14	0	55
	0.5	53
	1.0	52
	2.0	51
7	0	65
	0.5	64
	1.0	64
	2.0	65

A medida que aumenta el factor de amplificación β , el tiempo de falla se reduce, lo que indica que la estructura es más vulnerable ante la presencia de la planta baja débil.

Como se mencionó anteriormente, no necesariamente es un piso débil por estar subdiseñado, sino que lo es por existir una discontinuidad drástica entre la planta baja y el segundo piso.

CONCLUSIONES

El objetivo de esta tesis fue el de poder mostrar el comportamiento de una estructura con planta baja débil, lo cual se logró.

No puedo dar una regla o una ley a seguir para la estructuración de edificios con estas características, pero sí recomiendo que siempre se tenga en cuenta que estructuras de este tipo son más vulnerables.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el presente trabajo, podemos observar que entre mayor sea la altura de un edificio, mayor será la influencia de la planta baja débil en el comportamiento del mismo, y quedará a juicio de cada ingeniero la importancia de estudio de este fenómeno para la buena estructuración del edificio; y con ello poder garantizar un buen comportamiento y con ello una seguridad satisfactoria.

Debe de existir un punto de equilibrio entre el proyecto arquitectónico y el estructural, es decir, el ingeniero estructurista debe de escoger el proyecto arquitectónico que pueda garantizar una buena estructuración, y no tratar de llevar a cabo un análisis de una estructura que de antemano se sabe que puede tener problemas ante la presencia de un sismo.

El objetivo principal de la ingeniería estructural es poder brindar seguridad a las estructuras. Al ir incrementando la seguridad de una estructura, se va incrementando también su costo, hasta el grado de hacerla económicamente imposible de construir.

Con ayuda de los programas de computación existentes y venideros, se podrá adelantar más en este campo para poder lograr dicho objetivo, haciendo que las estructuras diseñadas cumplan en forma segura y funcional la función específica para la que fueron proyectadas, a un costo adecuado.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Propuesta del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, México, 1987
- 2.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Propuesta del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, México, 1987
- 3.- Informes del Proyecto #8747, "Planta Baja Débil", del Instituto de Ingeniería, Primera Parte.
- 4.- Powell, G. H., "DRAIN-2D USER'S GUIDE", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Septiembre 1973
- 5.- Bazán, E. y Meli, R., "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", LIMUSA, México, 1985