

TUES
1501
A 694
1999
7.2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



EVALUACION DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO DE 20, 25 Y 30 NIVELES, DISEÑADOS
APLICANDO LAS NORMATIVAS SALVADOREÑAS VIGENTES.

PRESENTADO POR:

ALEX NOEL ARGUETA GUEVARA
LEOPOLDO WILFREDO CARBALLO DÍAZ
JOSÉ ENRIQUE HERNÁNDEZ JEREZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

15101719

15101719



CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 1999.-

Recibido el 6 de abril 1999

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

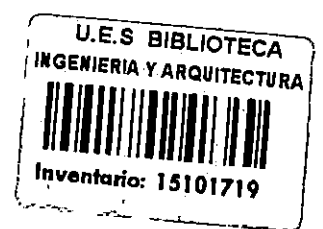
SECRETARIO a.i

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUIN HERNANDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Titulo :

**EVALUACION DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO DE 20, 25 Y 30 NIVELES, DISÑADOS
APLICANDO LAS NORMATIVAS SALVADOREÑAS VIGENTES.**

Presentado por :

**ALEX NOEL ARGUETA GUEVARA
LEOPOLDO WILFREDO CARBALLO DÍAZ
JOSÉ ENRIQUE HERNÁNDEZ JEREZ**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

DR.-ING. EDWIN PORTILLO GARCÍA.

Asesores :

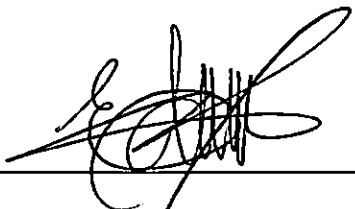
ING. LUÍS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN.

MSc.ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR.

San Salvador, Marzo de 1999.-

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

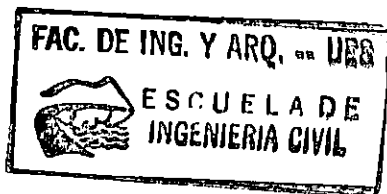


DR.-ING. EDWIN PORTILLO GARCÍA


Asesor:



ING. LUÍS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN



Asesor:



MSc.ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestro coordinador, Dr. Ing Edwin García Portillo por apoyarnos e incentivarnos en el desarrollo de nuestra investigación.

A nuestros asesores Msc. Ing Manuel López Menjivar y al Ing. Luis Rodolfo Nosiglia por su disposición y colaboración para aclarar dudas surgidas a lo largo de toda la investigación, siendo imprescindible su participación.

A todos los profesores que han contribuido a nuestra formación académica.

A la Escuela de Ingeniería Civil por facilitar los recursos para el desarrollo de nuestro trabajo de investigación.

Al Ing. José Zepeda del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Centroamericana (UCA) por habernos proporcionado registros de acelerogramas para el desarrollo de nuestro trabajo.

A nuestros compañeros de Trabajo de graduación en estructuras, por haber sido parte de un solo equipo de trabajo en colaboración mutua.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO Y A LA VIRGEN SANTISIMA:

Por darme la suficiente sabiduría y fortaleza para lograr este triunfo.

A MIS PADRES:

José León y Alba Jovita por su ayuda incondicional durante toda mi carrera y por estar pendiente de mí tanto en las buenas como en las malas.

A MI FAMILIA:

Mi esposa Claudia Jeanette por ofrecermme su amor y comprensión durante el desarrollo del trabajo.

Mis Hijos: Alejandro Noel, Claudia Michelle y Melissa Stephanie, quienes fueron mi mayor inspiración para que saliera adelante y lograr esta meta.

A MIS HERMANOS:

Aida Adalina, Ana Lila , Alba Neri, Celia Rosmery, Alba María y José Edwin por darme apoyo cuando lo necesitaba.

A TODOS MIS DEMÁS FAMILIARES Y AMIGOS.

ALEX NOEL

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO Y LA SANTISIMA VIRGEN:

Por la iluminación en todos los momentos de mi carrera.

A MI PADRE :

JOSE HORACIO CARBALLO por el apoyo incondicional, por esa motivación a salir adelante

En los problemas cotidiano de la vida.

A MI MADRE :

ZOILA DEL ROSARIO DIAZ Con mucho amor y Cariño, ya que sin ella con su repectivo amor, paciencias

Y la creencias en mi no hubiese sido posible el triunfo que hoy alcanzo.

A MIS HERMANOS:

ANA LEIDY, JOSÉ MAXIMILIANO, JOSÉ AMILCAR por ese apoyo emocional , material que siempre tuvieron en todo mi camino.

A MI HIJA :

GUADALUPE BEATRIZ, una de mis grandes inspiraciones que me motivo el alcanzar esa meta.

A MIS ABUELOS:

MAXIMILIANO, LEONOR, ZOILA(Q.D.D.G) , GERONIMO (Q.D.D.G) por que se une en mi alegría

En este momento de felicidad que inunda mi ser.

A MIS AMIGOS:

ING. ALFREDO ARMANDO CHAVEZ .por su apoyo en este trabajo y esa motivación de seguir adelante

FRANCISCO MOLINA, PORFIRIO DIAZ, ARCIDEZ VILLALTA, DAVID FLORES, CESAR RAMIREZ,

ALFREDO MARTINEZ, JULIAN MORENO, por ser los mejores amigos que me han acompañado en la

mayoria de los dias , con los cuales hemos convivido todos los problema y las alegrías.

WLIFREDO CARBALLO

DEDICATORIA

AL PADRE UNIVERSAL:

Quien me da la fuerza y constantes motivos para el progreso en todos los aspectos de la vida.

A MI PADRE JORGE ALBERTO:

Quien vive en que cada una de mis acciones pues fue el forjador de mis principios.

A MI MADRE ROSARIO DEL CARMEN

Por mostrarme su infinito amor en todo momento incrementando mi formación interior y que sin su sacrificio nunca hubiera logrado esta meta.

A mí Hermano Jaime:

Por ser el bastión que me ha apoyado en los momentos más difíciles . un ejemplo de fraternidad a seguir.

A MIS AMIGOS:

Nelsón, y Miguel Angel por su apoyo constante.

A mi novia Zoila que me incentivo a no desfallecer para alcanzar mis objetivos.

ENRIQUE.

RESUMEN

En países con alta sismicidad es de gran importancia evaluar el comportamiento de las estructuras sometidas a sismos reales, para tal efecto es necesario tomar en cuenta la naturaleza dinámica y aleatoria de las aceleraciones generadas en un terremoto. Los edificios diseñados para regiones de gran actividad sísmica presentan cierta capacidad para trabajar en la zona no lineal (después de sucedida la fluencia en al menos un miembro estructural) lo cual se logra disminuyendo su capacidad resistente en el rango elástico, y permitiendo deformaciones significativas sin que disminuya sustancialmente su capacidad de resistir acciones externas. Para poder evaluar el comportamiento no lineal de los edificios sometidos a sismos se utilizan parámetros como la ductilidad y resistencia. La ductilidad es la capacidad que posee una estructura para deformarse sin que su capacidad resistente disminuya considerablemente. La resistencia es la capacidad de una estructura para soportar acciones externas.

En la investigación realizada fue evaluado el comportamiento no lineal de edificios de 20, 25 y 30 niveles de concreto reforzado, diseñados con sistema estructural de marcos resistentes a fuerzas laterales, según los lineamientos establecidos por la Norma Técnica de Diseño Sísmico de El Salvador.

Básicamente existen 4 etapas en el desarrollo de la investigación las cuales se detallan a continuación:

- 1) **Estudios de la Norma Técnica de Diseño Sísmico (NTDS 94).** Esta etapa involucró el estudio de la NTDS 94, en cuanto a los procedimientos de análisis y diseño establecidos por la NTDS 94, criterios de diseño (regularidad estructural, ocupación zonificación sísmica,

etc.). En ésta etapa es comparada la NTDS 94 con reglamentos de diseño como el UBC 94, (cuyo antecesor el UBC 1991 tiene gran similitud con la norma salvadoreña vigente) estableciendo diferencias que deberían considerarse en el país.

- 2) **Calibración de las herramientas computacionales de diseño a utilizar.** Para poder establecer la confiabilidad de las herramientas computacionales de diseño fue necesario diseñar un edificio a través de dos métodos: a) Utilizando herramientas manuales, hojas de cálculo y programas de análisis estructural para marcos planos, y b) Utilizando el programa de análisis tridimensional y diseño ETABS (versión 6.2, 1989 – 1997, (Computers and Structures Inc.)

Los resultados obtenidos en el análisis fueron comparados (acciones internas en vigas y columnas) para ambos métodos, obteniendo similares resultados. Las cuantías de acero obtenidas en el diseño no presentaron diferencias significativas para ambos métodos.

El modelo de edificio de calibración se utilizó como prototipo para desarrollar el procedimiento de evaluación del comportamiento no lineal, determinando la reservas de ductilidad y resistencia de la estructura efectuando los análisis paso a paso y de colapso respectivamente. Debido a que los métodos no lineales se auxilian de los métodos numéricos fue necesario el uso de una herramienta computacional para el análisis dinámico y estático no lineal, (DRAIN 2DX versión 1.10, 1993, Prakash). Para el caso del análisis paso a paso fue utilizado el registro de aceleraciones del sismo del 10 de Octubre de 1986, San Salvador. El análisis de colapso se efectuó incrementando los valores de la carga lateral determinada en el proceso de diseño, hasta que sucediera algunos de los criterios siguientes:

- 1) **Falla por inestabilidad.**
 - 2) **Exceso en su capacidad de corte de los miembros estructurales.**
 - 3) **Exceso en la capacidad de giro de los miembros estructurales.**
 - 4) **Presencia de mecanismo de falla que impida la redistribución de momentos.**
 - 5) **Excesos de los desplazamientos inelásticos de entrepiso.**
- 3) Diseño y análisis no lineal de los edificios de 20, 25 y 30 niveles, de concreto reforzado.**

Una vez realizada la calibración de las herramientas de diseños se procedió a diseñar en forma masiva edificios de concreto reforzado con sistemas estructurales de marcos resistentes. Fueron diseñados nueve edificios, de 20, 25 y 30 niveles (3 para cada caso), se utilizaron 3 tipos de plantas estructurales (2 cuadradas y una rectangular) las cuales se utilizaron para las diferentes alturas de edificios. Los edificios fueron diseñados según los criterios establecidos por NTDS 94 (se consideró el análisis dinámico y estático elástico).

Dos marcos resistentes fueron seleccionados por cada edificio (el menos cargado y el más cargado), a fin de evaluar su comportamiento inelástico no lineal. Los marcos seleccionados fueron sometidos al análisis de colapso para determinar las reservas de resistencia global de la estructura, y al análisis paso a paso para establecer las reservas de ductilidad de los miembros estructurales. Para efectuar el análisis paso a paso se utilizaron registros de aceleraciones del sismo de 10 de Octubre de 1986, San Salvador, registrado por I.N.G. (Instituto Geotécnico Nacional) y del sismo del Valle de San Fernando (Febrero 1971), para ambos sismos fue obtenido el Índice de ductilidad demandada (Portillo 1997) el cual es un indicador de daños que permite establecer que tanto una estructura ha penetrado en el rango inelástico. Los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis paso a paso (ING) fueron

comparados con los desplazamientos inelásticos de entrepiso permisibles por NTDS y con los calculados en el diseño.

- 4) **Conclusiones y recomendaciones.** A partir de las dimensiones obtenidas del proceso de diseño se efectuó entre los diferentes tipos de edificios una comparación de las secciones de columnas y vigas, a fin de establecer una influencia de la geometría de la planta estructural utilizada; Así mismo se propuso un método alternativo para el cálculo del período fundamental de los edificios.

A partir del resultado de los análisis no lineal se evaluaron los factores de ductilidad global tomando en cuenta criterios establecidos por normativas de otros países (Nueva Zelanda), para el caso de la evaluación de la reserva de resistencia fue considerado el factor de 1.4 que la NTDS 94 especifica para condición de sismo.

INDICE

TEMA	Nº Pag.
Introducción	1
CAPITULO 1 : ANTEPROYECTO	
1.1 Antecedentes	2
1.1.1 Sismicidad en El Salvador	2
1.1.2 Historia de las normativas de diseño sísmico	2
1.1.3. Evolución de los edificios altos de concreto reforzado	10
1.2 Planteamiento del Problema	12
1.3 Objetivos	13
1.4 Alcances	14
1.5 Limitaciones	14
1.6 Justificaciones	15
CAPITULO 2 : ESTUDIO DE LA NORMATIVA SALVADOREÑA INVOLUCRADA EN ESTA INVESTIGACION.	
2.1 Legislación de la Normativas Salvadoreña involucrada en este Trabajo	17
2.2 Reglamento para la Seguridad Estructural de la Construcciones de el Salvador	18
2.3 Norma Técnica para Diseño por Sismo(NTDS)	18
2.3.1 Bases de diseño	18
2.3.2 Zonas Sísmicas	19
2.3.3 Geología local y características del sitio	19
2.3.4 Características de ocupación	19
2.3.5 Configuración estructural	19
2.3.6 Sistemas estructurales	20
2.3.7 Fuerzas estáticas de diseño y efectos relacionados.	21
2.3.8 Distribución vertical de la fuerza de cortante	23
2.2.9 Distribución horizontal del cortante	23

2.3.10 Determinación de los límites de deriva de entrepiso	24
2.3.11 Efectos P-delta	24
2.3.12 Componente vertical de la fuerza sísmica	25
2.4 Norma Técnica para Diseño y construcción de estructuras de concreto	26
2.4.1 Objetivos y alcances	26
2.4.2 Disposiciones especiales para el diseño sísmico	26
2.5 Comparación de la NTDS con el código UBC 1991	29
2.5.1 Comparación de los cortantes basales de diseño	29
2.6 Cambios en el Código UBC y su relación con la NTDS	33
2.6.1 Cambios mayores del UBC 97 respecto a la NTDS	33
2.7 Actualización de las provisiones recomendadas por NEHRP	36
2.8 Lecciones de los terremotos de Kobe y Northridge	37
2.9 Perspectivas Futura de la NTDS	41

CAPITULO 3. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTES.

3.1 Diseño de un edificio de 2 niveles de concreto reforzado, utilizando la Norma Técnica de Diseño salvadoreña.	47
3.1.1 Descripción general del edificio modelo de calibración	47
3.1.2 Estrategias de diseño utilizadas	47
3.1.3 Modelo de calibración consideraciones de diseño	47
3.1.4 Diseño por método manual	50

CAPITULO 4. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

4.1 Diseño de edificio utilizando programa ETABS .	
Archivo de entrada ETABS- IN	66
Diseño de los Elementos de Concreto Reforzado	78
4.2 Comparación de Resultado del análisis y diseño del modelo de calibración método manual y programa ETABS.	79
4.2.1 Resultados marco 3	79
4.2.2 Resultados marco A	80

CAPITULO 5. ESTUDIO DE LA TEORIA GENERAL DEL DISEÑO SISMICO Y LOS METODOS DE ANALISIS NO- LINEAL.

5.1 Diseño sísmico de estructuras	96
5.1.1 El problema básico	96
5.1.2 El proceso de diseño	96
5.1.3 Diseño en los códigos sísmicos	100
5.1.4 La necesidad de un buen diseño conceptual y un detallado apropiado	102
5.1.5 Objetivo del diseño sísmico	103
5.1.6 Criterios del diseño sísmico	105
5.1.7 Ductilidad en el diseño sísmico	107
5.1.8 Elección del mecanismo de disipación de energía	109
5.2 Análisis y diseño	110
5.2.1 Métodos de análisis	111
5.2.2 Diseño	116
5.3 Análisis push-over	120
5.4 Análisis paso a paso	122

CAPITULO 6. ANÁLISIS NO- LINEAL DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES DISEÑO, APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE.

6.1 Métodos de análisis no lineal	127
6.1.1 Método de análisis dinámico paso a paso	129
6.1.2 Método de análisis de colapso	130
6.1.3 Resultados del análisis dinámico paso a paso	139
6.1.4 Resultados del análisis estático de colapso	148

**CAPITULO 7 . ANALISIS NO- LINEAL DE 9 EDIFICIOS DISEÑADOS APLICANDO LA
NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTES.**

7.1 Análisis y Diseño de Estructuras de Edificio de Concreto Reforzado de 20,25 y 30 niveles	161
7.1.1 Análisis Lineal para Edificios Altos	161
7.1.2 Efectos de segundo orden, análisis p-delta.	167
7.1.3 Evaluación de resultados del análisis dinámico y estático	169
7.2 Diseño de edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles	170
7.2.1 Descripción de la muestra de edificios	170
7.2.2 Propiedades de los materiales	175
7.2.3 Cargas utilizadas	175
7.3 Resultados obtenidos del análisis lineal elástico de los edificios	178
7.3.1 Análisis de los edificios	178
7.3.2 Comparación de resultados del análisis del edificio C de 30 niveles con resistencia $f_c' = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_c' = 350 \text{ Kg /cm}^2$	178
7.3.3 Resultado del diseño de los edificios	179
7.4 Análisis no lineal para edificios de 20,25 y 30 niveles de concreto reforzado	188
7.4.1 Análisis dinámico no lineal para el método de colapso	188
7.4.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso	235

CAPITULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones	277
8.2 Recomendaciones	283
BIBLIOGRAFIA	285

INDICE DE GRAFICAS

Graf.	Nº Pag.
CAPITULO 2 : ESTUDIO DE LA NORMATIVA SALVADOREÑA INVOLUCRADA EN ESTA INVESTIGACION.	
2.1 Comparación de los cortantes basales entre la NTDS y el UBC 1991	32
2.2 Comparación de los cortantes basales entre la NTDS y el UBC 1997	34
CAPITULO 4. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS	
4.1 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo I de los miembros del marco 3 (condición de gravedad)	82
4.2 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo J de los miembros del marco 3 (condición de gravedad)	82
4.3 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo I de los miembros del marco 3 (condición de gravedad + sismo)	83
4.4 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo J de los miembros del marco 3 (condición de gravedad + sismo)	83
4.5 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo I de los miembros del marco A (condición de gravedad)	85
4.6 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo J de los miembros del marco A (condición de gravedad)	85
4.7 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo I de los miembros del marco A (condición de gravedad + sismo)	86
4.8 Comparación de momentos obtenidos por ETABS y RISA 2d en el nudo J de los miembros del marco A (condición de gravedad + sismo)	86

7.9 Factores de ductilidad obtenidos en el instante de colapso para el edificio B	227
7.10 Factores de resistencia para el edificio C, para el límite funcional	228
7.11 Factores de resistencia para el edificio C, en el instante de colapso	229
7.12 Factores de ductilidad obtenidos en el límite funcional para el edificio C	230
7.13 Factores de ductilidad obtenidos en el instante de colapso para el edificio C	231
7.14 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad para los marcos de los edificios tipo A	232
7.15 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad para los marcos de los edificios tipo B	233
7.16 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad para los marcos de los edificios tipo C	234
7.17 Comparación de IDD para marcos A dirección X, para diferentes sismos	244
7.18 Comparación de IDD para marcos A dirección Y, para diferentes sismos	244
7.19 Comparación de IDD para marcos B dirección X, para diferentes sismos	245
7.20 Comparación de IDD para marcos B dirección Y, para diferentes sismos	245
7.21 Comparación de IDD para marcos C dirección X, para diferentes sismos	246
7.22 Comparación de IDD para marcos C dirección Y, para diferentes sismos	246
7.23 Máximos desplazamientos globales para marcos A dirección X	267
7.24 Máximos desplazamientos globales para marcos A dirección Y	267
7.25 Máximos desplazamientos globales para marcos B dirección X	268
7.26 Máximos desplazamientos globales para marcos B dirección Y	268
7.27 Máximos desplazamientos globales para marcos C dirección X	269
7.28 Máximos desplazamientos globales para marcos C dirección Y	269
7.29 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos A dirección X	270
7.30 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos A dirección Y	271
7.31 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos B dirección X	272
7.32 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos B dirección Y	273
7.33 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos C dirección X	274
7.34 Máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso Marcos C dirección Y	275

**CAPITULO 6. ANÁLISIS NO- LINEAL DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES DISEÑADO
APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE.**

6.1 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en vigas del marco 3	140
6.2 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en vigas del marco 3 .	141
Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en columnas del marco 3	142
6.4 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en columnas del marco 3	143
6.5 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en vigas del marco A	144
6.6 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en vigas del marco A	145
6.7 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en columnas del marco A	146
6.8 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en columnas del marco A	147

**CAPITULO 7. ANALISIS NO- LINEAL DE 9 EDIFICIOS DISEÑADOS APLICANDO LA
NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTES.**

7.1 Espectro de diseño dinámico NTDS	180
7.2 Factores de resistencia para el edificio A, para el límite funcional	220
7.3 Factores de resistencia para el edificio A, en el instante de colapso	221
7.4 Factores de ductilidad obtenidos en el límite funcional para el edificio A	222
7.5 Factores de ductilidad obtenidos en el instante de colapso para el edificio A	223
7.6 Factores de resistencia para el edificio B, para el límite funcional	224
7.7 Factores de resistencia para el edificio B, en el instante de colapso	225
7.8 Factores de ductilidad obtenidos en el límite funcional para el edificio B	226

INDICE DE TABLAS

TABLA	Nº Pag.
CAPITULO II : ESTUDIO DE LA NORMATIVA SALVADOREÑA INVOLUCRADA EN ESTA INVESTIGACION.	
2.1 Cortante basal y combinación de carga de diseño del UBC 1991	30
2.2 Cortante basal y combinación de carga de diseño de la NTDS	31
2.3 Datos básicos para los terremotos de Kobe y Northridge	38
CAPITULO III. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE	
3.1 Cálculo del período de la estructura	52
3.2 ^a Ubicación del centro de masa	53
3.2b Ubicación del centro de masa	54
3.3 Control de desplazamientos	58
3.4a Distribución horizontal del cortante	59
3.4b Distribución horizontal del cortante	60
3.5a Bajado de cargas para vigas	61
3.5b Bajado de cargas para vigas	62
3.6 Revisión de columnas por diseño sísmico	63
CAPITULO IV. DISEÑO DE EDIFICIO DE 2 NIVELES APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.	
4.1 Comparación de resultados (momentos de diseño y desplazamientos marco 3	81
4.2 Comparación de resultados (momentos de diseño y desplazamientos marco A	84
4.3 Diferencia promedio entre los momentos de diseño provenientes de los análisis estáticos realizados por los métodos A y B.	93
4.4a Comparación de aceros requeridos en las vigas (marco A)	94
4.4b Comparación de aceros requeridos en las vigas..(Marco 3)	94

**CAPITULO V. ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES DISEÑADO
APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE.**

6.1a	Secuencia de formación de rótulas plásticas en marco 3 modelo de calibración	150
6.1b	Secuencia de formación de rótulas plásticas en marco 3 modelo de calibración	151
6.2	Cálculo de ductilidad global del marco A, historia de desplazamiento del nudo 4	152
6.3a	Secuencia de formación de rótulas plásticas en marco 3 modelo de calibración	155
6.3b	Secuencia de formación de rótulas plásticas en marco 3 modelo de calibración	156
6.4	Cálculo de ductilidad global del marco A, historia de desplazamiento del nudo 4	157

**CAPITULO VII. ANALISIS NO LINEAL DE 9 EDIFICIOS APLICANDO LA NORMATIVA
SALVADOREÑA VIGENTE.**

7.1	Resultados del análisis estático utilizando el programa ETABS	181
7.2	Resultados del diseño utilizando el programa ETABS	181
7.3	Cuadro de rigidez cuando $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para el eje X edificio C de 30 niveles	182
7.4	Cuadro de rigidez cuando $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ para el eje X edificio C de 30 niveles	183
7.5	Geometría y acero de las columnas , edificios tipo "A"	184
7.6	Geometría y acero de las columnas , edificios tipo "B"	185
7.7	Geometría y acero de las columnas , edificios tipo "C"	186
7.8	Relación de acero por volumen de concreto	187
7.9	Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo A.(limite funcional).	220
7.10	Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo A.(limite colapso).	221
7.11	Valores de desplazamiento global para los edificios tipo A.. (limite funcional).	222
7.12	Valores de desplazamiento global para los edificios tipo A.. (limite colapso).	223
7.13	Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo B.(limite funcional).	224
7.14	Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios	225

tipo B.(limite colapso).	
7.15 Valores de desplazamiento global para los edificios tipo B (limite funcional).	226
7.16 Valores de desplazamiento global para los edificios tipo B (limite colapso).	227
7.17 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo C (limite funcional).	228
7.18 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo C (limite colapso).	229
7.19 Valores de desplazamiento global para los edificios tipo C (limite funcional).	230
7.20 Valores de desplazamiento global para los edificios tipo C (limite colapso).	231
7.21 Indices de demanda de ductilidad para los edificios diseñados	247
7.22 Valores de indice de funcionalidad	266
7.23 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos A dirección X.	270
7.24 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos A dirección Y.	271
7.25 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos B dirección X.	272
7.26 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos B dirección Y.	273
7.27 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos C dirección X.	274
7.28 Niveles en que suceden los máximos desplazamientos inelásticos de entrepiso marcos C dirección Y.	275

CAPITULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Comparación de período real contra período calculado por fórmula empírica propuesta.	278
---	-----

INTRODUCCION.

La historia de los códigos de diseño sísmico se remonta a principios del siglo XX, estos códigos han sido revisados y modificados con el tiempo, teniendo en cuenta el comportamiento de la estructura sometida a cargas sísmicas.

Mientras que en el contexto mundial, las experiencias obtenidas del comportamiento estructural de los edificios en sismos recientes (Kobe y Northridge) provocan cambios en los códigos y reglamentos de diseño (ej. Incorporación en el cálculo del coeficiente sísmico de factores de redundancia, amortiguamiento, resistencia y ductilidad, modificaciones en las combinaciones de carga de diseño, etc.), la evolución de los códigos sísmicos en El Salvador está asociada con la ocurrencia de dos sismos de gran magnitud (el del 3 de Mayo de 1965 y el del 10 de Octubre de 1986).

Algunas mejoras posee la Norma Técnica de Diseño Sísmico vigente (NTDS 94), con respecto al reglamento de emergencia anterior (como ej. la consideración del tipo de suelo en el análisis sísmico, inclusión del diseño de estructuras con detalle especial, etc.). En países con alta sismicidad como El Salvador resulta necesario poseer una legislación confiable sobre el diseño estructural. La utilización de programas de análisis estructural (lineal y no lineal) y los avances de la modelación de estructuras permite realizar pruebas de los diseños efectuados según las normativas salvadoreñas tomando en cuenta los parámetros de ductilidad y resistencia, los cuales pueden cuantificarse, mediante el uso de índices (factor de resistencia, índice de demanda de ductilidad, etc.).

Durante la ocurrencia de un sismo severo, las estructuras se comportan inelásticamente (agrietamiento, formación de rótulas plásticas y grandes deformaciones de los elementos

estructurales) a causa de los ciclos de carga y descarga a que son sometidos. Las fuerzas dinámicas generadas durante la ocurrencia de un sismo no presentan patrones definidos (son aleatorios) provocando una respuesta estructural diferente a la obtenida de un análisis estático convencional (método de las fuerzas equivalentes) o de un análisis dinámico elástico.

Para evaluar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas sísmicas son utilizados los métodos de análisis estático y dinámico no lineal con el fin de obtener parámetros cuantificadores de la respuesta estructural, entre los cuales se encuentran: la ductilidad y la resistencia. Ductilidad puede definirse como la capacidad de una estructura para disipar energía sin reducir de manera significativa su resistencia. La resistencia de una estructura o elemento es su capacidad de soportar acciones externas.

Considerando edificios altos a aquellos de 6 o más niveles, o con altura superior a 48.78 mts. existe una tendencia a construir éste tipo de estructuras para aprovechar al máximo las áreas de construcción en la zona urbana obligando a la evaluación de su respuesta estructural al ser afectados por movimientos sísmicos.

En el presente documento, 9 edificios de 20, 25 y 30 niveles (3 por cada nivel) fueron diseñados según NTDS 94 y posteriormente sometidos a métodos de análisis no lineal a fin de establecer índices de ductilidad y resistencia que permita evaluar su comportamiento estructural y por consiguiente la confiabilidad en la NTDS 94.

CAPITULO 1
ANTEPROYECTO

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 SÍSMICIDAD EN EL SALVADOR

En El Salvador se generan tres tipos de sismos: a) Locales, b) La Fosa del Pacífico, y c) La Falla de Motagua (interacción de la placa de Norteamérica y placa de Caribe). Los sismos locales son de origen volcánico, caracterizándose por presentar magnitudes moderadas, períodos cortos y van precedidos de numerosos sismos. Al tipo de sismo generado en la zona de subducción (fosa de Mesoamérica) se le denomina sismo de la Fosa del Pacífico y se caracteriza por tener períodos de vibración extensos y con magnitudes de hasta 8.0 en la escala de Richter¹.

Particularmente la ciudad de San Salvador desde su fundación, ha sido afectada por al menos 14 sismos, 9 de los cuales han sido de tipo local y de magnitud menor a 6.5 en la escala de Richter, y sólo 5, tuvieron origen en la zona de subducción.

1.1.2 HISTORIA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SÍSMICO

- CONTEXTO MUNDIAL

En 1901 a causa de un inadecuado diseño y deficiencias en la mano de obra, colapsa durante su construcción, el hotel "Zum golden Bären" de Basilea, lo que obliga en 1903 al surgimiento del primer "Reglamento de Construcción de Concreto Reforzado", en Suiza². A partir de ese año, varios países elaboraron su reglamento de diseño. En Japón, a principios del siglo XX numerosos edificios de concreto reforzado habían sido construidos, basados en diseños según normas europeas y de los Estados Unidos.

Debido al sismo de Kanto, los edificios diseñados según normas europeas presentaron falla frágil a causa de la poca experiencia sísmica de Europa, no fue el caso de las estructuras

de marcos diseñados según normas de Estados Unidos, las cuales respondieron favorablemente³. Pero fue hasta 1924, que en Japón se elabora la legislación antisísmica, considerando al sismo como una fuerza lateral.

En el año de 1938, surge en la U.R.S.S. la teoría del diseño límite, y en 1956 en Inglaterra y Estados Unidos. En el período comprendido entre 1956-1965 surgen los conceptos de ductilidad y espectros de diseño en el marco de la investigación numérica y experimental del comportamiento de las estructuras⁴.

Para el año de 1971 el código de concreto reforzado de Japón, fue sometido a su tercera revisión. En esa época el análisis estructural se limitaba al comportamiento elástico a causa de la baja capacidad de memoria de las computadoras existentes.

Para el año de 1984 se habían denominado setenta países dentro de la categoría de sísmicos algunos de los cuales no poseían códigos de diseño sísmico acordes a las exigencias del caso⁵.

En la actualidad se cuenta con las facilidades computacionales necesarias para efectuar análisis dinámicos en el rango elástico e inelástico y de esa manera obtener información detallada sobre el comportamiento de las estructuras bajo la consideración explícita de acelerogramas.

- **PERSPECTIVAS HISTORICAS ACERCA**

- DE LOS FACTORES DE REDUCCION DE FUERZAS**

- Aunque es muy probable que se den cambios considerables en la práctica del diseño sísmico los próximos 10 años, es instructivo y apropiado proveer una base histórica de los factores de reducción de carga R. Los valores asignados para estos factores por los códigos para varios tipos de sistemas estructurales, no fueron obtenidos por análisis y experimentos rigurosos, sino más bien por el consenso de expertos ingenieros⁶.

Los primeros requerimientos de diseño en Norte América que intentaban prevenir el colapso de edificios durante terremotos se origina en California. Interesantemente, después de que un terremoto fuerte afectó San Francisco en 1906, se procedió a la reconstrucción de la ciudad devastada con un código de construcción actualizado que requería la consideración de una fuerza por viento 30 libras por pie² (1.44 kPa) para el diseño de nuevos edificios.

Ninguna cláusula específica de diseño sismo resistente fue presentada. Dado que muchos códigos de construcción en ese tiempo no tenían requerimientos para la resistencia del viento (tal como el código de la ciudad de Los Angeles en el cual la presión del viento no se consideraba en el diseño hasta 1924), se esperaba que el nuevo y "estricto" requisito de la presión del viento, se aplicaría tanto a los efectos del viento como de los terremotos.

El UBC de 1927 presentó el primer requerimiento sísmico en Norteamérica en parte como respuesta al terremoto de Santa Barbara de 1925. Proponía que una carga puntual horizontal con un valor del 7.5 al 10 por ciento (dependiendo del tipo de suelo) de la suma de las cargas muerta y viva total, se consideraría para tomar en cuenta los efectos de un terremoto.

$$\text{Suelos duros / roca:} \quad F = CW = 0.075W \quad (\text{Ec.1.1})$$

$$\text{Suelos suaves:} \quad F = CW = 0.10W \quad (\text{Ec.1.2})$$

donde C es un coeficiente sísmico. No se encuentra justificación alguna para estos valores de C, pero lo más probable es que reflejaban el consenso de la comunidad de ingenieros. En 1932, el Dr. Kyoji Suyehiro de Japón visitó California y reporto en una serie de conferencias que los edificios diseñados usando un valor de C igual a 0.10 en Japón, resistieron el trágico terremoto de Kanto en Tokio, de magnitud 8.2 en la escala de Richter, en el cual murieron 140,000 personas .

Provisiones sismo resistentes en los códigos de diseño Norteamericanos se implementaron luego del terremoto de Long Beach de 1933, de magnitud 6.3 en la escala de Richter. Dicho terremoto produjo un daño en Long Beach y sus comunidades aledañas de más de 42 millones de dólares en aquél tiempo (unos 400 millones en 1995), y los muertos sobrepasaron los 120 . Fue significativo que un gran número de los edificios que se dañaron, eran escuelas, y que el número total de muertos y heridos habría sido, sin duda, considerablemente más alto si este terremoto no hubiera ocurrido a las 5:54 PM., cuando las escuelas estaban vacías. Sin embargo, esta pérdida económica y física proporcionó los incentivos políticos necesarios para implementar las primeras regulaciones obligatorias de diseño sismo resistente. La Legislación del estado de California aprobó decretos: El primero requería que todos los edificios en California se diseñaran para resistir una fuerza lateral igual al 2 por ciento de su peso total, y el último decreto mandaba que las escuelas públicas se diseñaran para resistir una fuerza similar igual al 2 a 10 por ciento de la carga muerta más una fracción de la carga viva; la magnitud de la fuerza lateral de diseño dependía del tipo de edificio y de la condición del suelo. Al mismo tiempo, una orden de construcción de Los Angeles se publicó pidiendo que se usará, el 8 por ciento de la suma de la carga muerta más la mitad de la carga viva, como la fuerza lateral de diseño.

Una vez los investigadores presentaron las diferencias entre las respuestas estáticas y dinámicas de las estructuras, mostrando que las fuerzas inducidas sísmicamente en un edificio flexible (alto), son típicamente menores que aquellas en edificios rígidos (bajos), se desarrollaron ecuaciones empíricas simplificadas para realizar cálculos a mano y para intentar capturar este comportamiento dinámico observado.

El código de construcción de Los Angeles de 1943 fue el primero en presentar un coeficiente sísmico y una distribución de fuerza lateral que indirectamente reflejaba la flexibilidad del edificio. Las fuerzas laterales se calculaban con la ecuación $V = CW$, donde V era el cortante del piso y W el peso total del edificio arriba del piso en consideración. El coeficiente sísmico se calculaba así:

$$C = 0.60/(N+4.5) \quad (\text{Ec.1.3})$$

donde N es el número de pisos arriba del piso en consideración. Esta fórmula fue ligeramente modificada (SEAOC 1980), cuando en 1959 se removió la restricción de altura de 13 niveles establecida en Los Angeles en 1943.

Los años 50 vieron la introducción en la ecuación de la fuerza lateral el coeficiente numérico K , que intentaba reflejar el rendimiento sísmico relativo de varios tipos de sistemas estructurales y una consideración más refinada de la flexibilidad de edificios a través del cálculo del período fundamental de vibración T , del edificio en la dirección considerada⁶.

La expresión genérica para el cortante basal era:

$$V = CW \quad (\text{Ec.1.4})$$

donde:

$$C = 0.05/T^{1/3} \quad (\text{Ec.1.5}) \quad T = 0.05H/D^{1/2} \quad (\text{Ec.1.6})$$

donde V es el cortante basal, W es la carga muerta total, H es la altura del edificio y D la dimensión (en pies) del edificio en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas. La distribución del cortante basal a lo largo de la altura del edificio se definió como un triángulo invertido. A los tipos de construcciones en que se observó un mejor comportamiento en terremotos pasados se les asignaron valores bajos de K , mientras que a aquellos que no rindieron tan bien como se esperaba se les asignaron valores altos de K . Edificios con marcos espaciales dúctiles resistentes a fuerzas sísmicas fueron diseñados con $K = 0.67$. A edificios con sistemas estructurales duales se les asignó un valor de $K = 0.8$; El valor de K para

sistemas de paredes fue fijado como 1.33, y a los edificios con sistemas de marcos que no sean los especificados anteriormente, se les asignó un valor de K igual a 1.00 (SEAOC 1959). Con el tiempo, la ecuación se desarrollo ligeramente hasta incluir un factor de importancia I, (igual a 1.0 para edificios comunes), un factor sísmico de zona Z (igual a 1.0 en las zonas sísmicas más severas), y un factor de la condición del suelo que variaba entre 1.0 y 1.5, dependiendo de las condiciones del sitio. La magnitud del cortante basal se incrementó en 1974, después del terremoto de San Fernando de 1971, ya que muchos pensaron que era demasiado bajo. Esto fue realizado cambiando el coeficiente sísmico al siguiente:

$$C = 1/(15T^{1/2}) \quad (\text{Ec.1.7})$$

La descripción detallada del significado de cada uno de los factores mencionados y la forma de calcularlos, así como la descripción de varios cambios que ocurrieron en los códigos sísmicos en los años 60's, 70's están disponibles en varias fuentes (SEAOC 1980, Green 1981, ATC 1995b). Sin embargo es de suma importancia apreciar los valores numéricos para K que se presentaron en los Requerimientos de Fuerza Lateral Recomendados de la SEAOC en 1959 (que eventualmente se tomaron en otros códigos alrededor del mundo) se basaban en gran medida en juicios, que reflejaban el consenso de los miembros del comité del código SEAOC (el cual consiste en expertos profesionales y académicos del diseño estructural).

Un cambio fundamental en el formato de la ecuación del cortante basal fue propuesta en 1978 con la publicación del reporte ATC-3-06 (ATC 1978) "Provisiones Tentativas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para Edificios". Ese documento, preparado por grupos de expertos multidisciplinarios de tareas, propuso nuevas y comprensibles provisiones sísmicas que presentaban muchos conceptos innovadores, dentro de los cuales estaban las nuevas ecuaciones para los coeficientes sísmicos presentados a continuación:

$$C_{eu} = 1.2C_v/T^{2/3} \leq 2.5C_z \quad (\text{Ec.1.8}) \quad C_s = C_{eu}/R = 1.2C_v/RT^{2/3} \leq 2.5C_a/R \quad (\text{Ec.1.9})$$

donde C_v y C_a son coeficientes sísmicos basados en el perfil del suelo y la velocidad máxima efectiva o la aceleración máxima efectiva respectivamente, y T es el periodo fundamental de vibración. El coeficiente del cortante basal inelástico de diseño sísmico C_s , se reduce del nivel elástico C_{eu} , por un factor de reducción de fuerza sísmica (o factor de modificación de respuesta), R , para considerar la ductilidad y sobre resistencia (reservas de resistencia) estructural.

Los autores del ATC-3-06 escogieron no cambiar sustancialmente los niveles de fuerza requeridos, sino más bien concentrarse en proporcionar un detallado dúctil. Este fue un cambio que esencialmente promovió el detallado dúctil como una consideración importante en el diseño.

- **CONTEXTO SALVADOREÑO**

En el período comprendido entre 1942 y 1957, las primeras construcciones de 3 y hasta 8 niveles fueron construidas en la capital; el análisis estructural consistía en la aplicación de una aceleración horizontal de 0.1g, uniformemente distribuida en altura.

Algunos diseños se efectuaron basándose en la norma alemana DIN-1045, el reglamento norteamericano ACI 318 y el reglamento mexicano de 1962⁷.

Los puntos que caracterizan los diseños previos a la existencia de Legislación sísmica en El Salvador son:

- Sobrevaloración de cargas verticales de diseño.
- Diseño para cargas verticales horizontales y sísmicas.
- No se tomaban en cuenta parámetros de zonificación sísmica, condiciones de suelo, importancia, sistema estructural.
- Se desprecian los efectos de irregularidad (torsión).
- No se proporcionaba detallado especial a regiones críticas de los miembros estructurales.

- El análisis se limitaba al rango estático elástico sin tomar en cuenta los efectos de 2º orden.
- El detallado presentaba deficiencias en el comportamiento del acero transversal (estribos demasiado separados), insuficiente anclaje longitudinal, juntas constructivas en nudos, estructura principal unida a elementos no estructurales sin considerar efectos torsionales en planta, etc.

A raíz del sismo de San Salvador en 1965, es elaborado al siguiente año, el primer código de diseño sísmico en El Salvador, el cuál se limitaba al análisis estático y dinámico lineal (no obligatorio); en el diseño estructural se considera la distribución no constante de cargas horizontales en altura, zonificación sísmica del país, importancia de la estructura, sistemas estructurales y tipos de suelo. El valor máximo de coeficiente sísmico era de 0.39. Para el cálculo de las fuerzas de diseño no se tomaban en cuenta las condiciones geológicas del sitio.

En el terremoto de 1986 algunas de las estructuras presentaron baja capacidad para disipar energía sufriendo daños considerables. En 1989 se aprueba el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador, el cuál incluía el análisis estático elástico. Las cargas de diseño fueron incrementadas, el coeficiente sísmico alcanza el valor máximo de 0.45.

En 1997 es aprobada la Norma técnica de Diseño Sísmico, que contempla el análisis estático y dinámico lineal.

En el país los estudios realizados acerca de edificios diseñados según las Norma Técnica de Diseño Sísmico sometidos a cargas sísmicas dinámicas, muestran la formación de rótulas plásticas en las columnas⁴, originando el colapso de la estructura, sobrepasando las reservas de ductilidad. Sin embargo, la cantidad de edificios evaluados es pequeña, no pudiendo generalizar los resultados, por lo tanto es necesario potenciar este tipo de investigaciones.

1.1.3 EVOLUCIÓN DE LOS EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

- CONTEXTO INTERNACIONAL

El año de 1885, en Chicago se construye el edificio de 10 niveles de la compañía Home Life Insurance. A partir de ese año fueron construidos numerosos edificios altos utilizando estructuras esqueléticas de acero. En esa época el concreto reforzado era utilizado en edificios de poca altura. Fue hasta 1950 que se intensificó el uso de concreto reforzado en edificios altos, alcanzando rápidamente límites en altura, a causa del incremento de cargas y volúmenes que requiere el uso de áreas resistentes en la base demasiado grandes ⁸.

Los sistemas estructurales basados en marcos de vigas-columnas, no poseen la rigidez suficiente para minimizar los desplazamientos en edificios altos, debido a cargas laterales. Sin embargo, la introducción de muros de corte abrió la posibilidad de construir estructuras hasta de 30 niveles.

El desarrollo del sistema de tubo reticular o fachadas rigidizadas fue la solución para la construcción de edificios de concreto reforzado de 30 a 50 niveles, siendo utilizado por primera vez en un edificio de apartamentos de 43 niveles de Witt Chesnut (Chicago) en el año de 1963. Posteriormente su uso se propagó a varias partes del mundo. El sistema consiste de columnas exteriores cercanamente espaciadas y ligadas en cada entrepiso por vigas relativamente peraltadas⁹.

En la actualidad los avances en la tecnología del concreto permiten fácilmente construir un edificio de 100 pisos con excelente eficiencia. La rigidez del sistema de muros de corte puede mejorarse utilizando vigas o trabes para ligar los muros en el último nivel y niveles intermedios, a este sistema se le conoce como sistema de muros acoplados.

EDIFICIOS ALTOS EN EL SALVADOR.

Entre 1940 y 1957 se comenzó la construcción de edificios altos de concreto reforzado hasta de 8 niveles, algunos de los cuales se diseñaron para trabajar bajo cargas gravitacionales, como es el caso del edificio Darío. La mayoría de edificios altos construidos antes del sismo de 1986 se componían de marcos ortogonales de concreto reforzado, losas densas y paredes de mampostería, citando como ejemplo: Edificio Dueñas, Edificio Pacifico y Torre López. Entre las causas de falla en las edificaciones afectadas por el sismo de 1986¹⁰, se tienen:

- a) Falta de rigidez en las columnas(edificios Dueñas)¹⁰
- b) Perdida de resistencia causada por la demolición de las paredes afectadas por el sismo de 1965
- c) Sobrepeso
- d) Asimetría
- e) Detallado estructural inadecuado(Edificio de la Logia Masonica Cuzcatlan, falta de confinamiento en el nudos)¹⁰
- f) Sistema estructural de piso blando
- g) Efecto de columna corta

Existía un menor número de edificios a base de muros de corte acoplados, entre éstos tenemos el edificio del Hospital Bloom con 12 niveles y sótano (En la dirección de su dimensión mayor utiliza marcos de concreto reforzado).

En la etapa posterior al terremoto de 1986, han sido construidos numerosos edificios altos de concreto reforzado, entre los cuales se citan: Hotel Princess, Torre Cuscatlán, que se caracterizan por poseer sistemas estructurales a base de marcos estructurales y paredes; la Torre Crédisa, una de las estructuras más altas y nuevas de San Salvador, posee 9 columnas

cuadradas de 1.20 metros, con tres claros de aproximadamente 9.50 metros en ambas direcciones, teniendo en uno de sus extremos paredes de carga.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El problema que se plantea en este trabajo, es el de evaluar el comportamiento de edificios diseñados de acuerdo a la normativa salvadoreña y sometidos a sismos severos, como el ocurrido en octubre de 1986, desde el punto de vista del análisis dinámico paso a paso no lineal, así como conocer los niveles de resistencia y ductilidad global de las estructuras por medio del análisis estático no lineal de colapso o "push-over".

La aplicación de cargas sísmicas reales genera ciclos de carga y descarga en el comportamiento de las estructuras, liberando energía y modificando la rigidez de las mismas, en cada ciclo. Mediante el análisis dinámico no lineal, y tomando en cuenta las deformaciones post-elásticas, se pueden determinar las demandas de ductilidad y las reservas de resistencia en los miembros estructurales, las cuales se aproximarían más a la realidad. Por lo tanto, es importante establecer si los factores de ductilidad y resistencia implícitos en la Norma Técnica de Diseño Sísmico vigente, serían capaces de evitar el colapso de las estructuras sometidas a cargas sísmicas severas, como las ocurridas durante el sismo de 1986.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES

Diseñar edificios de marcos de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles, según la norma técnica de diseño por sismo (NTDS) vigente en El Salvador, a los cuales se les analizará con los métodos no lineales dinámico paso a paso y estático de colapso, para establecer un diagnóstico de los diseños realizados de acuerdo a la norma. Para obtener los parámetros de ductilidad y resistencia, en el caso del análisis de colapso o "push-over" se partirá de las cargas obtenidas del diseño según la NTDS y para el análisis dinámico paso a paso se aplicarán los acelerogramas registrados durante el terremoto del 10 de Octubre de 1986.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar el procedimiento de diseño sísmico establecido por la normativa salvadoreña, para los edificios de marcos de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles.
- Diseñar edificios de 20, 25 y 30 pisos de concreto reforzado de acuerdo al reglamento de construcción salvadoreño, apoyados en el programa ETABS.
- Evaluar la ductilidad de los elementos estructurales de los edificios, sometidos a cargas sísmicas dinámicas, con análisis no lineales (método paso a paso), mediante el uso del programa DRAIN-2DX.
- Obtener los factores de resistencia y ductilidad global de los edificios diseñados según la normativa salvadoreña, a través del método de colapso, utilizando el programa DRAIN-2DX.
- Establecer un diagnóstico de los diseños realizados, mediante indicadores de daños que se obtendrán a partir de los factores de ductilidad local.

1.4 ALCANCES

Evaluación de la ductilidad y resistencia de estructuras de edificios de concreto reforzado, de 20, 25 y 30 niveles, diseñados con sistema estructural de marcos. En esta investigación se diseñarán y estudiarán 9 modelos, basados en tres plantas arquitectónicas (tres edificios de cada altura), y se tomarán en cuenta edificios destinados a oficinas, de configuración regular tanto en planta como en elevación, según la establecido en la NTDS , localizados en el área metropolitana de San Salvador.

1.5 LIMITACIONES

- Debido a la poca cantidad en El Salvador de edificios altos de concreto reforzado y a la no disponibilidad de planos de edificios reales, se analizarán únicamente estructuras de 20, 25 y 30 niveles diseñadas en este trabajo, bajo la Norma Técnica de Diseño Sísmico.
- Se efectuará el análisis no lineal de los marcos que presenten las condiciones de carga más desfavorables.
- Partiendo de la base de que el tipo de suelo en el cual se cimentara un edificio, debe de cumplir con ciertos factores de seguridad, se utilizara el perfil de suelo especificado en la norma de diseño sísmico como S2, sin considerar la interacción suelo-estructura.
- A causa de las limitantes de las herramientas computacionales a utilizar, la investigación se enfocará a estructuras regulares.

1.6 JUSTIFICACIONES.

El crecimiento poblacional acelerado y el éxodo masivo de habitantes del interior del país hacia San Salvador durante el conflicto civil finalizado en 1992, provocaron una gran concentración de población en la zona metropolitana, siendo necesaria su expansión, la cual se ha realizado de manera descontrolada, causando un fuerte impacto ecológico y disminuyendo las áreas de construcción disponibles (la OPAMSS prohíbe las áreas de construcción sobre los 1000 m.s.n.m), siendo cada vez, más necesario, considerar la realización de edificios de gran altura.

Dichas construcciones estarán sometidas a los constantes sismos que se producen en el país (cabe señalar que San Salvador es la ciudad de América Latina, que en más ocasiones ha sido afectada por sismos de moderada y gran magnitud ¹).

Ante esto, lo más importante es disminuir los daños a las personas, así como minimizar los costos de las reparaciones en los edificios, que probablemente sean necesarias.

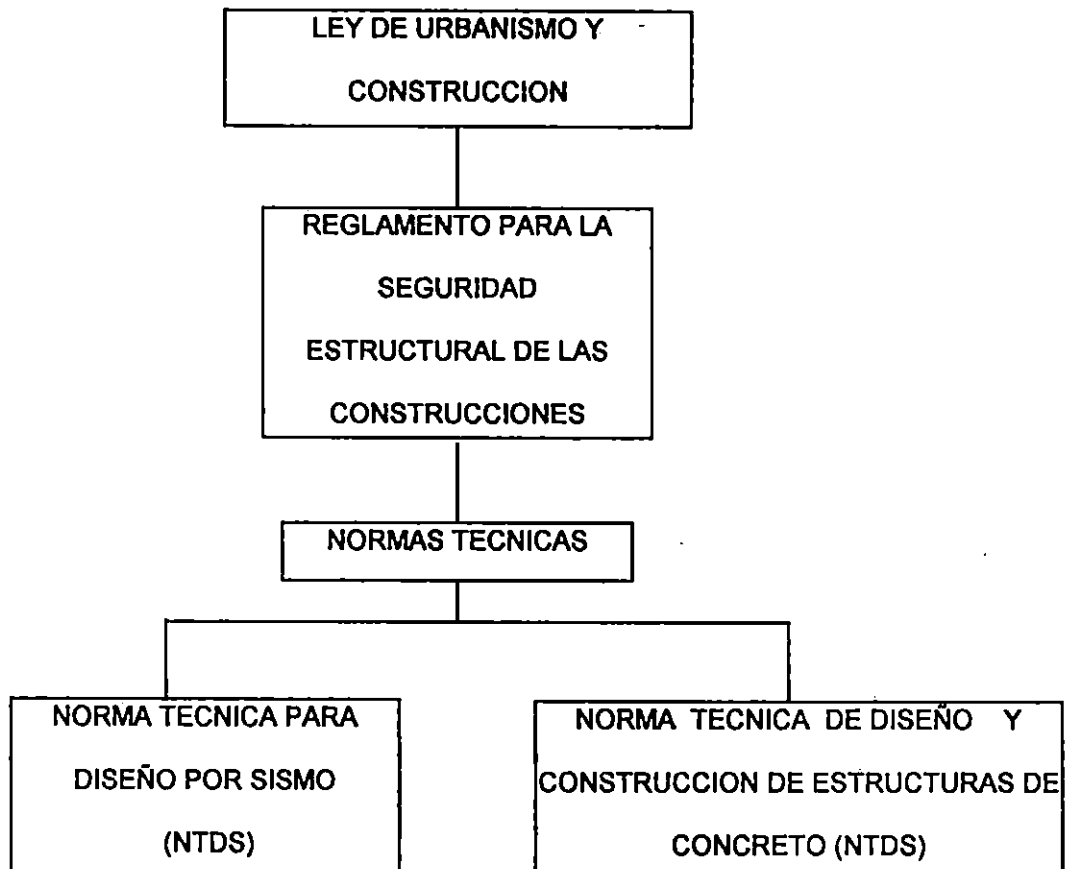
Nuestra investigación pretende evaluar la ductilidad y resistencia de los edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles, por medio de métodos de análisis dinámico no lineal, lo que nos permitirá una localización y cuantificación confiable de las deformaciones inelásticas. Esto nos lleva a poder calcular la demanda de ductilidad local y global, con lo que podemos verificar el comportamiento de los edificios diseñados con la normativa salvadoreña vigente.

Debido a la complejidad del desarrollo del análisis no lineal se utilizarán herramientas informáticas para el diseño y análisis estructural.

CAPITULO 2
ESTUDIO DE LA NORMATIVA SALVADOREÑA
INVOLUCRADA EN ESTA INVESTIGACION

2.1 LEGISLACION DE LA NORMATIVA SALVADOREÑA INVOLUCRADA EN ESTE TRABAJO.

La legislación de la Normativa Salvadoreña para el diseño y construcción de estructuras , esta formada por distinta dependencias como se muestra en el siguiente organigrama ¹¹ .



2.2 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES DE EL SALVADOR

"El objetivo de este reglamento es establecer los requisitos mínimos de servicio, seguridad y cargas estructurales que deben de cumplir los diseños y construcciones en el país a fin de evitar perdidas materiales o peor aun vidas humanas; para este propósito el reglamento se apoya en **NORMAS TECNICAS** las cuales tratan problemas específicos dentro de las etapas de diseño y construcción de las estructuras. En este trabajo nos limitaremos al estudio de la Norma Técnica para Diseño por Sismo y la Norma Técnica de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su parte de disposiciones especiales para diseño sísmico por ser en estas que se encuentra centrado nuestro trabajo".

2.3 NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO (NTDS)

En esta Norma se establece las bases y criterios de diseño a fin de que las estructuras tengan la seguridad adecuada ante la presencia de eventos sísmicos los métodos de análisis y los requisitos para estructuras especificas se detallan a continuación:

2.3.1 BASES DE DISEÑO

Estas recomendaciones tratan de proporcionar a los ingenieros una guía para la toma de decisiones en función de los requisitos, parámetros y análisis relativos a la selección de fuerzas laterales; estos parámetros comprenden: la zonificación sísmica, las características del sitio, la categoría de ocupación, la configuración y sistema estructural, tal guía es especialmente importante en la etapa inicial de diseño donde hay un gran número de opciones.

2.3.2 ZONAS SISMICAS:

El factor de zona "A" de la NTDS esta basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona. La importancia que representa tener un estudio de microzonificación sísmica especialmente en San Salvador que es donde se concentra el mayor crecimiento poblacional y mayor riesgo sísmico.

2.3.3 GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DEL SITIO:

Para cuantificar los efectos de la geología del lugar y la característica del suelo es necesario conocer el tipo de suelo y profundidad a que se encuentra el estrato rocoso; en nuestra norma se han resumido en los coeficientes de sitio C_o , T_o las propiedades de los perfiles que se encuentran en nuestro país.

2.3.4 CATEGORIAS DE OCUPACION:

En la NTDS se describen las diferentes categorías de ocupación de acuerdo al uso y función de la estructura; luego se asigna el factor de importancia en el que al incrementar las fuerzas de diseño para estructuras especiales, tiende a mejorar el comportamiento sísmico y proporcionar una mayor seguridad para esas estructuras. Sin embargo la norma reconoce que para estos propósitos resulta más efectivo mejorar aspectos tales como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema resistente a fuerzas laterales, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y la construcción entre otros.

2.3.5 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

De acuerdo a su configuración estructural las estructuras se consideran como regulares o irregulares.

- **ESTRUCTURAS REGULARES:** son aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales.
- **ESTRUCTURAS IRREGULARES:** son aquellas que tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales, las irregularidades verticales y en planta pueden dar lugar a cargas y deformaciones significativamente distintas a las asumidas en el método estático equivalente, por lo que es necesario realizar análisis dinámicos para cuantificar de una manera más exacta los puntos con excesivas concentraciones de esfuerzos y de esta forma mitigarlos.

2.3.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES:

Los sistemas estructurales se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va a utilizar en el diseño y de acuerdo a este se clasifican los sistemas estructurales y sus respectivos valores de factor de modificación de respuesta R , amplificación de desplazamiento C_d , límites de altura H ; dichos valores han sido establecidos basándose en las capacidades relativas de los sistemas del edificio para disipar energía en el rango inelástico.

- **SISTEMA "A.1" (MARCOS DE ACERO O CONCRETO CON DETALLADO ESPECIAL)**
Son marcos no arriostrados que resisten en su totalidad las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña la estructura; presentan una gran capacidad de absorción de energía, pero para que pueda desarrollarse esta ductilidad deben de cumplir con los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto o acero, los cuales tienden a asegurar que no se presenten fallas frágiles y pandeos inelásticos y que la capacidad de los marcos este gobernada por la acción flexionante de las vigas.

2.3.7 FUERZAS LATERALES ESTATICAS DE DISEÑO Y EFECTOS RELACIONADOS

- **CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SISMICO.**

El método Estático Equivalente es el método simplificado de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta las estructuras al presentarse un sismo; el cual consiste en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El coeficiente sísmico es multiplicado al peso de la estructura el cual toma en cuenta aspectos tales como: factor de área "A", factor de importancia "I", coeficientes de sitio C_o , T_o , el factor de modificación de respuesta R y el período de la estructura T; y son calculados por las siguientes expresiones:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{Ec.2.1})$$

Donde:

V = cortante Basal

C_s = coeficiente sísmico

W = carga muerta mas la carga viva instantánea

$$C_s = \frac{A \cdot I \cdot C_o}{R} \{ T_o/T \}^{2.3} \quad (\text{Ec.2. 2})$$

Donde:

A = factor de zona

I = factor de importancia

C_o, T_o = coeficientes de sitio

R = factor de modificación de respuesta

T = período de la estructura

- **PERIODO DE LA ESTRUCTURA**

El valor de T se determina con el siguiente procedimiento:

- 1) Método A. Para todos los edificios, el valor de T puede determinarse aproximadamente por la siguiente fórmula del ATC 3-06:

$$T = C_t * h_n^{3/4} \quad (\text{Ec.2.3})$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas A con marcos de acero; y 0.073 para sistemas A de marcos de concreto reforzado y h_n es la altura del entrepiso.

Estos valores intentan fijar el límite inferior de los períodos de las estructuras diseñadas de acuerdo a la norma; estudios recientes de períodos han demostrado que esta ecuación proporciona valores entre el 80% y el 90% de los menores valores de los períodos medidos.

La norma reconoce que los valores de C_t proporcionan períodos estimados menores que los valores obtenidos en el rango elástico y definitivamente mucho menores que los valores obtenidos en el rango inelástico; sin embargo los valores se consideran consistentes y apropiados con diseños anteriores.

- 2) Método B. El período fundamental del edificio puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis apropiado como la expresión de Rayleigh o por cualquier otro análisis adecuadamente sustentado.

Ecuación de Rayleigh:

$$T = 2\pi * \frac{\sum W_i * \delta_i^2}{g * \sum F_i * \delta_i^2} \quad (\text{Ec.2.4})$$

donde:

W_i = peso del nivel I

F_i = fuerza lateral del nivel I

δ_i = desplazamiento lateral del nivel I relativo a la base provocado por la fuerza F_i

g = aceleración de la gravedad

El valor de Cs así obtenido no debe de ser menor del 80% utilizando en método A.

2.3.8 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA CORTANTE

Los valores de F_i representan cualquier distribución aproximada de fuerzas laterales, en ausencia de un procedimiento riguroso la fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(V-F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i} \quad (\text{Ec.2.5})$$

donde:

F_x = fuerza lateral aplicada en el nivel x

V = cortante basal

F_t = fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg, que se calcula con la expresión $F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$ y su valor no debe ser mayor de $0.25 \cdot V$.

W_x = peso de la estructura en el nivel x

h_x = altura desde la base hasta el piso x.

$\sum W_i \cdot h_i$ = sumatoria de peso por la altura desde el nivel l hasta el n

2.3.9 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante de diseño V_x en cualquier entrepiso es la suma de las fuerzas F_x y F_t arriba de ese entrepiso. V_x deberá ser distribuido en los diferentes elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces.

Deben hacerse las consideraciones necesarias para el incremento del cortante debido a la torsión cuando los diafragmas no sean flexibles; los diafragmas deben considerarse flexibles cuando la máxima deformación lateral del diafragma sea dos veces mayor que el promedio de la deriva de entrepiso.

El momento torsionante de diseño en un entrepiso dado será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño de los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales de ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental.

El momento torsionante accidental se calculara asumiendo que en cada piso la masa esta desplazada a ambos lados del centro de masas calculado, una distancia igual al 5% de la dimension del edificio en ese piso en direccion perpendicular a las fuerzas en consideración.

2.3.10 DETERMINACION DE LOS LIMITES DE DERIVA DE ENTREPIISO

La deriva de entrepiso Δ , debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales δx de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total δx del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la expresion: $\delta x = C_d * \delta x_e$ (Ec.2.6)

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ deberá ser incrementado por el factor relativo a los efectos P-Delta.

Los valores de deriva de entrepiso no deberán de exceder los valores admisibles de Δ_a , dados en la tabla 8 de la NTDS. Para este propósito únicamente es permisible calcular las fuerzas sismicas utilizando el periodo fundamental calculado por el método B, haciendo caso omiso a la limitación de 80% del coeficiente sísmico calculado por medio de la ecuación 2.4.

2.3.11 EFECTOS P-DELTA.

El efecto P-Delta sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso x no necesita ser considerado cuando el coeficiente de estabilidad θ calculado con la siguiente expresion sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (\text{Ec.2.7})$$

Donde:

P_x = carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso x

Δ = deriva de entrepiso

V_x = cortante del entrepiso x

h_{sx} = altura de entrepiso

C_d = factor amplificador de desplazamientos.

El coeficiente de estabilidad θ no debe de exceder θ_{max} . determinado como sigue:

$$\theta_{max} = \frac{0.7}{B \cdot C_d} \leq 0.25$$

Donde B es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso comprendido entre el piso x y el $x-1$, puede tomarse conservadoramente como 1.0

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a θ_{max} , el incremento de la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos debe estimarse adecuadamente, multiplicando estos valores por el factor $1/(1-\theta)$.

Cuando θ es mayor que θ_{max} , la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

2.3.12 COMPONENTE VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS

Los miembros horizontales en voladizo deberán diseñarse para una fuerza neta de 0.5 veces la carga muerta, además de otras condiciones de carga aplicables.

2.4 NORMA TECNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (NTDS)

2.4.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

Esta norma técnica establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto.

2.4.2 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO

- **REQUISITOS GENERALES.**

Este capítulo contiene requisitos especiales para el diseño y la construcción de los elementos de las estructuras de concreto reforzado, para las cuales se han determinado fuerzas de diseño relacionadas con movimientos sísmicos, en base a su capacidad de disipar energía en el rango no lineal de respuesta.

- **REQUISITOS PARA ELEMENTOS A FLEXION EN MARCOS CON DETALLADO ESPACIAL.**

Los elementos de marcos diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismo y dimensionados principalmente para resistir flexión deben satisfacer las siguientes condiciones:

- 1) La carga axial de compresión factorizada, en el elemento no debe exceder $0.1 \cdot F_c \cdot A_g$
- 2) El peralte efectivo del elemento, no debe ser mayor que la cuarta parte del claro libre.
- 3) La relación ancho a peralte no debe ser menor de 0.3
- 4) El ancho no debe ser menor de 25 cm, ni mayor que el ancho a la columna a la que llega mas $\frac{1}{4}$ del peralte de la viga a ambos lados de la columna.

5) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna mas de 25% de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

- **REFUERZO LONGITUDINAL**

1) En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, la cantidad de refuerzo tanto superior como inferior no debe ser menor de $0.8 \cdot \sqrt{F'c} \cdot bw \cdot d / fy$, ni mayor que $0.025 \cdot bw \cdot d$. Al menos dos varillas deben disponerse en forme continua, tanto en lecho superior como en lecho inferior.

2) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad que la resistencia a momento negativo proporcionada en la misma cara del nudo. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

3) Los traslapes de flexión se permiten únicamente cuando se proporcionan estribos a lo largo de la longitud de traslape. El espaciamiento máximo de estribos en la longitud de traslapes no debe exceder de $d/4$ o 10 cm. No deben hacerse traslapes:

a) En los nudos.

b) En la zona localizada a dos veces el peralte del elemento desde la cara del nudo.

c) En ubicaciones donde el análisis indique fluencia en flexión causada por desplazamientos inelásticos del marco.

- **REFUERZO TRANSVERSAL**

1) Debe de colocarse refuerzo transversal de confinamiento de diámetro mayor o igual de la varilla N° 3 en las siguientes regiones de las vigas:

- a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara de la columna hacia el centro del claro, en ambos extremo de la viga.
 - b) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, a ambos lados de cualquier sección en donde pueda ocurrir fluencia por flexión causada por los desplazamientos inelásticos del marco.
- 2) El espaciamiento máximo de estribos en zonas confinadas no debe exceder de:
- a) $d/4$
 - b) 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal de diámetro mas pequeño.
 - c) 24 veces el diámetro del estribo.
 - d) 30 cm.
- 3) El primer estribo debe colocarse a no más de 5 cm de la cara de la columna.
- 4) En zonas confinadas, las varillas longitudinales sobre el perímetro deben tener apoyo lateral cuando su separación de una varilla lateralmente sea mayor de 15 cm.
- 5) Fuera de la zona confinada, el espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de $d/2$ o 30 cm.

- **REQUISITOS PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL EN MARCOS CON DETALLADO ESPECIAL.**

Los requisitos de esta sección se aplican a elementos de marco que resisten fuerzas inducidas por sismos y que tienen una carga axial de compresión factorizada de $0.1 \cdot F_c \cdot A_g$ y deben de satisfacer las siguientes condiciones:

- 1) La dimensión transversal mínima no debe ser menor de 30 cm
- 2) La relación entre la mayor y la menor dimensión no debe ser menor de 0.4

3) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no debe exceder de 15.

4) La carga axial de compresión factorizada no debe ser mayor que $0.5 \cdot A_g \cdot F'_c$, para cualquier combinación de carga.

- **RESISTENCIA MINIMA A FLEXION**

La resistencia a la flexión de las columnas debe satisfacer lo siguiente:

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g$$

donde:

$\sum M_e$ = la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo.

$\sum M_g$ = la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo, tomado al centro del nudo.

- **REFUERZO LONGITUDINAL.**

El porcentaje de refuerzo longitudinal, ρ , no debe ser menor de 1% ni mayor de 4%, las varillas longitudinales no deben ser menores de n° 5.

2.5 COMPARACION DE LA NTDS CON EL CODIGO UBC 1991

2.5.1 COMPARACION DE LOS CORTANTES BÁSALES DE DISEÑO

Las provisiones para el cortante basal de diseño y las combinaciones de carga de diseño para el código UBC (Uniform Building Code) edición de 1991, se resumen en la tabla

2.1. Las correspondientes provisiones de la NTDS se resumen en la tabla 2.2

TABLA 2.1

CORTANTE BASAL Y COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO DEL UBC 1991

Cortante basal:

$$V = ZICW / R_w \leq 1.25ZISW / R_w T^{2/3}$$

$C \leq 2.75$ (máximo); $C / R_w \geq 0.075$ (mínimo).

Z: 0.4 en zona 4, 0.3 en zona 3, 0.2 en zona 2B, 0.15 en zona 2A, y 0.075 en zona 1.

I: 1.25 para locales esenciales, y 1.0 para estructuras de ocupación especial y común.

T: Período fundamental elástico de la estructura en segundos, de la dirección considerada.

R_w : Factor de modificación de respuesta que depende del sistema estructural (12 para marcos de concreto reforzado con detallado especial).

W: Carga muerta sísmica total.

S: 1.0 para perfiles de suelo que sean a) Materiales de apariencia rocosa caracterizado por velocidades de onda de corte mayores de 2500 pies/seg. o b) Suelo con condiciones rígidas o densas donde la profundidad del suelo es menor que 200 pies (perfil de suelo tipo S_1).

: 1.2 para perfil de suelo con condiciones densas o rígidas donde la profundidad del suelo excede 200 pies (perfil de suelo tipo S_2).

: 1.5 para un perfil de suelo con 70 pies o más de profundidad que contenga más de 20 pies de arcilla blanda o medianamente rígida, pero no más de 40 pies de arcilla suave (perfil de suelo tipo S_3).

: 2.0 para un perfil de suelo que contiene más de 40 pies de arcilla blanda, caracterizada por una velocidad de onda de corte menor que 500 pies/seg. (perfil de suelo tipo S_4).

En lugares donde las propiedades del suelo no se conocen con suficiente detalle para determinar su perfil, se usará el perfil S_3 .

Combinaciones de carga de diseño:

$U = 1.4 (D+L+E)$ | \longrightarrow Para estructuras de concreto reforzado en las zonas 3 y 4

$U = 0.9D \pm 1.4 E$

$U = 0.75 (1.4D+1.7L+1.87E)$ | \longrightarrow Para estructuras de concreto reforzado en las zonas sísmicas más bajas.

$U = 0.9D \pm 1.43E$

U: Resistencia requerida

D: Efectos de carga muerta

L: Efectos de carga viva

E: Efecto sísmico debido al cortante basal

TABLA 2.2

CORTANTE BASAL Y COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO DE LA NTDS

Cortante basal:

$$V = (AICoW / R) * (To / T)^{2/3}; T \geq To \text{ (mínimo)}; T \leq 6To \text{ (máximo)}.$$

A: 0.4 en zona 1, y 0.3 en zona 2.

I: 1.5 para establecimientos esenciales o peligrosos, 1.2 para estructuras de ocupación especial y 1.0 para edificios de ocupación normal.

T: Período fundamental elástico de la estructura en segundos, de la dirección considerada

R: Factor de modificación de respuesta que depende del sistema estructural (12 para marcos de concreto reforzado con detallado especial)

W: Peso sísmico total

Co y To: 2.5 y 0.3 respectivamente, para perfiles de suelo que sean a) Materiales de apariencia rocosa caracterizado por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. o b) suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso (perfil de suelo tipo S₁).

: 2.75 y 0.5 respectivamente, para perfil de suelo con a) condiciones muy densas o rígidas cuyo espesor sea de 30 m o más sobre el manto rocoso, o b) suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m. (perfil de suelo tipo S₂).

: 3.0 y 0.6 respectivamente, para perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts. de suelos cohesivos blandos o medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos (perfil de suelo tipo S₃).

: 3.0 y 0.9 respectivamente, para perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg.

En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil del suelo, deberá usarse el perfil de suelo tipo S₃.

Combinaciones de carga de diseño sísmico:

$$U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87S)$$

$$U = 0.9CM \pm 1.43S$$

U: Resistencia requerida

CM: Carga muerta

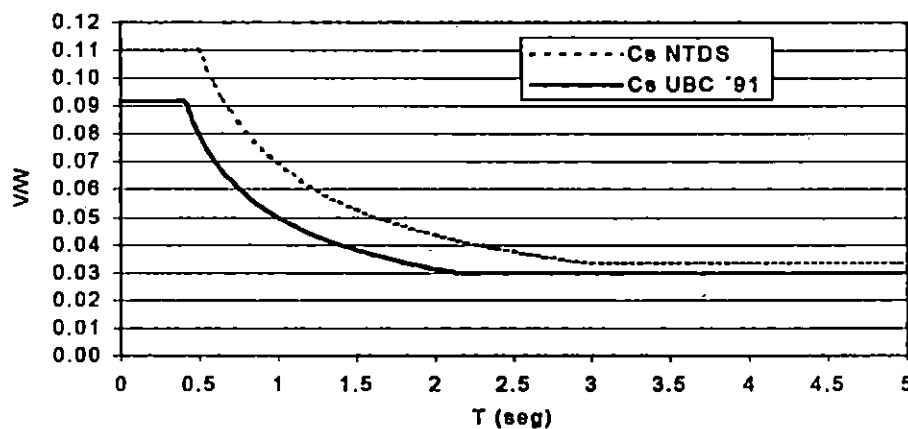
CV: Carga viva

S : Carga de sismo

La comparación entre los cortantes basales de diseño dados por la NTDS, y el UBC edición 1991 se muestran en la figura 2.1, para un edificio estructurado en base a marcos de concreto reforzado con detallado especial (para ambos códigos se tiene un factor de modificación de respuesta R o R_w , igual a 12). Se asume un edificio para oficinas ($I = 1.2$ en la NTDS, e $I = 1.0$ para el UBC'91). El perfil del suelo corresponde a un tipo de suelo denso o rígido, que en ambos códigos cumple con las características del definido como S_2 ($C_o = 2.75$ y

$T_o = 0.5$ en la NTDS, y $S = 1.2$ en el UBC'91).

FIG. 2.1
COMPARACION DE LOS CORTANTES BÁSALES
ENTRE LA NTDS Y EL UBC 1991



En la figura 2.1 se observa que el nivel del cortante basal de la NTDS, es mayor que el del UBC'91. Las diferencias mayores ocurren en el rango de períodos de 0.50 a 2.15 segundos, siendo la mayor, de aproximadamente un 28%. Para períodos menores a 0.45 segundos, la diferencia es de 16.64%. Las diferencias empiezan a disminuir desde el valor del período igual a 2.20 segundos, en donde la diferencia es de 27%, hasta el valor de 3.00 segundos, a partir del cual la diferencia permanece constante en un 10%, aproximadamente.

Una de las razones que explican estas diferencias, es el factor de importancia "I", que para edificios de ocupación especial, en el caso de la NTDS, es 20% mayor que el del UBC.

2.6 CAMBIOS EN EL CODIGO UBC Y SU RELACION CON LA NTDS

En la información presentada en las tablas 2.1 y 2.2, se observa que varios de los factores involucrados en el cálculo del cortante basal de diseño, así como las combinaciones de carga, son similares, tanto para la NTDS como para el UBC '91, por lo cual podemos ahora, relacionar los cambios recientes que aparecen en la nueva edición del UBC en 1997, con nuestro reglamento.

2.6.1 CAMBIOS MAYORES DEL UBC '97 RESPECTO A LA NTDS

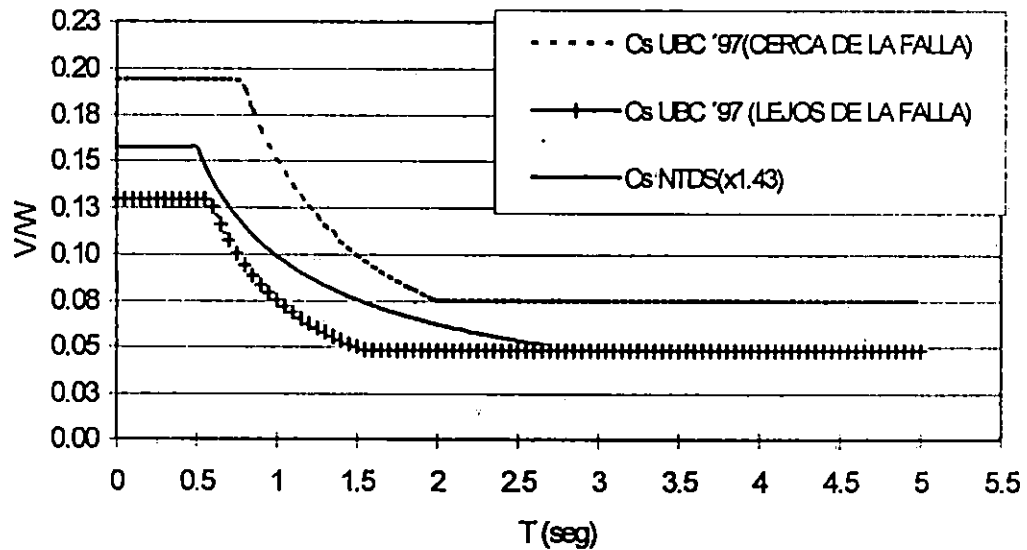
Estos son los cambios más significativos, de la edición de 1997 del UBC¹².

- a. Las fuerzas de diseño se dan al nivel de resistencia, en lugar de nivel de servicio.
- b. El efecto sísmico considerado en el diseño incluye ahora, los efectos resultantes de la componente vertical de los sismos registrados, como un porcentaje de la carga muerta.
- c. Un factor de redundancia " ρ ", es ahora incorporado en las combinaciones de carga de diseño, lo cual incrementa las fuerzas de diseño para estructuras menos redundantes.
- d. Un factor de sobrerresistencia Ω_0 , distinto al factor de modificación de respuesta R , se presenta, y es incorporado en combinaciones de cargas de diseño especiales (aplicable, por ejemplo, a fuerzas axiales en columnas que soportan paredes de corte discontinuas). Los factores se detallan para cada sistema estructural.
- e. Se presentan factores que dependen de la aceleración y velocidad del terreno cercano a la fuente del sismo. Estos factores incrementan la fuerza de diseño sísmico para estructuras situadas en la zona sísmica más crítica (zona 4), que se construirán dentro de 10 y 15 km. de distancia, de fallas activas conocidas.
- f. Las clasificaciones del suelo han sido expandidas de un esquema de cuatro (S_1 a S_4) a uno de seis (S_A a S_F). En vez de un factor de sitio, hay ahora un factor de sitio dependiente de la aceleración, y un factor de sitio dependiente de la velocidad.

Ambos dependen, no solo de la clasificación de suelo como antes, sino también del riesgo sísmico del sitio de la estructura (representado por el factor de zona, Z).

- g. La fuerza de diseño sísmico, ahora es inversamente proporcional al periodo fundamental de la estructura T , en lugar de $T^{2/3}$.
- h. En vez de un mínimo en el cortante basal de diseño, ahora hay dos mínimos. El segundo mínimo esta en consideración de grandes desplazamientos de pulsos, en movimientos del suelo cercano a fallas, los cuales se observaron en el terremoto de Northridge de 1994.
- i. Un procedimiento simplificado de fuerza lateral estática, se presenta para el diseño de 1) Edificios de cualquier ocupación (incluyendo vivienda) con 3 pisos o menos sin incluir el sótano, construidas con marcos ligeros, y 2) Otros edificios con dos pisos o menos, sin incluir el sótano.

FIG. 22
COMPARACION DE LOS CORTANTES BÁSALES
DEL UBC '97 Y LA NTDS



En la figura 2.2 se observa la comparación entre los cortantes basales de diseño del UBC '97 y la NTDS, para un edificio de ocupación especial de marcos de concreto reforzado con detallado especial.

Se asume el factor de zona más crítico, igual a 0.4, para ambos códigos, y un perfil de suelo con condiciones rígidas (S_2 en la NTDS, y S_D para el UBC '97). El cortante basal de diseño de la NTDS es multiplicado por un factor de carga de 1.43, para hacer la comparación válida, según lo expuesto en 2.6.1.a. Se presenta para las condiciones en que los efectos del campo cercano a la fuente son los más desfavorables (cerca de la falla) y cuando dichos efectos están ausentes (lejos de la falla).

Para el caso de estructuras situadas cerca de una falla conocida, los niveles del cortante de diseño del UBC '97, son mayores que los de la NTDS, sobre todo en el rango de periodos menores a 1.20 segundos, obteniéndose diferencias de hasta 39.5% (en $T = 0.75$ seg.). Este rango representa el rango más común para edificios. En el caso de no considerar los efectos del campo cercano a la falla, los niveles del cortante basal de la NTDS son mayores que los del UBC '97, sobre todo en el rango de periodos menores a 0.50 segundos, donde la diferencia es de 16%, y también en el rango entre 1.00 y 1.70 segundos, donde se obtienen diferencias de hasta 30% ($T = 1.45$ seg.).

Los siguientes cambios significativos se aplican específicamente a estructuras de concreto:

- a. Los requerimientos del detallado en miembros estructurales que no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales han sido hechos más exigentes, de modo que dichos elementos retengan su capacidad de soportar cargas por gravedad, mientras se deforman juntamente con el sistema resistente a fuerzas laterales. Esta compatibilidad de deformaciones ha sido revisada, a partir de las observaciones del terremoto de Northridge.
- b. En un desarrollo muy significativo, las provisiones para el diseño sísmico de estructuras de concreto prefabricado en las zonas sísmicas 3 y 4, han sido incluidas por primera vez.

2.7 ACTUALIZACION DE LAS PROVISIONES RECOMENDADAS POR NEHRP

Las provisiones recomendadas por la NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) provee los mínimos requerimientos de diseño considerados prudentes y económicamente justificables para la protección de la seguridad en la construcciones sujetas a terremoto en cualquier parte de Estados Unidos¹³.

Específicamente en 1992 el BOCA y la SBCCI adoptaron requerimientos basados en las provisiones recomendadas por la NEHRP. El UBC ha contenido por mucho años requerimientos sísmicos que recientemente han sido modificados aproximándose cada vez mas a las provisiones recomendadas por NEHRP.

Entre las razones del éxito de las provisiones recomendadas por la NEHRP se encuentra la actualización periódica (cada 3 años) .

- Puntos discutidos en las actualizaciones de 1997 de las provisiones recomendadas por NEHRP.
- Elaboración de un nuevo mapa de riesgos
- Un apropiado procedimiento de diseño basado en los mapas de riesgo.

Un breve resumen de los puntos estructurales considerados por el Grupo de Procedimiento del Diseño Sísmico (SDPG) se muestra a continuación.

- 1) Parámetro de mapeo : concernientes a que parámetro del movimiento de tierra podrían referirse los ingenieros estructurales para usarse en el proceso de diseño sísmico (aceleración pico ,aceleración pico espectral, etc.)
- 2) La política existente en las provisiones es obtener igual riesgo por el uso de valores de mapa representando el 10% de excedencia en 50 años.Desde que las curvas de riesgo

difieren para regiones cercanas a la falla de otras regiones, igual riesgo no puede utilizarse en las provisiones existentes.

- 3) Criterio de comportamiento: El criterio existente del comportamiento es primeramente la seguridad de los ocupantes .
- 4) Requerimientos en el detallado: Las provisiones existentes proveen mecanismos para definir el requerimiento en el detallado, basados en aceleraciones y velocidades pico efectivas. Para mayores valores, mas requerimiento en el detallado. El SDPG recomienda que el detallado podría ser el mismo independiente del movimiento del suelo.
- 5) Incerteza : La incerteza en ambos valores del mapa (limite mayor y menor) y el diseño estructural que debe ser considerada en el desarrollo de un procedimiento de diseño sísmico.
- 6) Requerimientos especiales en el detallado. Pueden ser necesarios en las áreas cercanas a las fallas activas capaces de generar sismos de gran magnitud. Para establecer este punto la distancia a la falla necesita ser definida
- 7) Experiencias sísmicas: El SPDG ha revisado los movimientos sísmicos , y daños estructurales en Kobe, Japon y Northridge, California, para apoyar el mapa de diseño y los procedimientos siendo claves para algunos puntos como : la experiencia de estructuras diseñadas con los valores limites y en las zonas cercanas a la falla.

2.8 LECCIONES DE LOS TERREMOTOS DE KOBE Y NORTHRIDGE

Los terremotos en Northridge, California, del 17 de enero de 1994, y Kobe, Japón, el 17 de enero de 1995, ocurrieron en regiones urbanas modernas, proporcionaron a los ingenieros valiosa información en cuanto a terremotos (Housner, Masri, 1996). Mientras el rendimiento de los sistemas de infraestructura civil durante estos terremotos estuvo de acuerdo

a lo esperado a partir de previas experiencias, se dieron casos de cierto comportamiento estructural no anticipado. Ambos movimientos mostraron la vulnerabilidad de ciudades modernas a los efectos de peligros naturales, dejando de ser un problema exclusivo en los países del tercer mundo, y a continuación se resumen los nuevos descubrimientos:¹⁴

- Al determinar los factores de riesgo en todo el mundo, se debe dar mayor importancia en el futuro, a la posibilidad de que ocurran terremotos en las ciudades grandes, debido a fallas de rara actividad, o fallas desconocidas que se encuentran en las zonas vecinas.
- Se deben esperar en la región cercana a la falla, movimientos del suelo más fuertes. De esto, se debe esperar pérdidas mayores, ya que los códigos actuales no toman en cuenta dicho efecto.
- El efecto del subsuelo como un factor que contribuye a las pérdidas, debe ser visto de manera diferente en el futuro. Al menos en las zonas cercanas, otros factores pueden tener una fuerte influencia, aunque se cuenten con condiciones ordinarias en las zonas del epicentro.
- Una mayor atención al daño en los elementos no estructurales, ofrece una considerable reducción en las pérdidas, que hasta hoy, ha sido subestimada.

En la tabla 2.3 se comparan los datos sísmicos principales de ambos terremotos.

Tabla 2.3.

Datos Básicos para los Terremotos de Kobe y Northridge

	Northridge	Kobe
Magnitud M_w	6.7	6.9
Duración en seg.	Ca. 15	Ca. 15
Intensidad Máxima MMI	IX	X
Aceleración pico	0.93g	0.83g

El terremoto de Northridge ocurrió en una falla, la cual permanecía oculta hasta entonces. El lugar del foco fue una sorpresa completa para los sismólogos, aunque la región es una con alta actividad sísmica. En los últimos años, varias zonas con fallas escondidas de este tipo han sido identificadas (Dolan y otros, 1995), las cuales han alterado drásticamente el cuadro de riesgo sísmico para el área de Los Angeles. A diferencia de Northridge, Kobe fue un ejemplo de un movimiento de una falla conocida, pero con rara actividad. Por eso, no puede ser clasificado como un evento no esperado. De hecho, Matsuda en 1981, había clasificado la sección de la falla Rokko como una zona de alto riesgo, pero las investigaciones en Japón, en cuanto a la predicción de terremotos, se enfocaron en otras áreas.

El mensaje de ambos eventos es simple: La expresión "el peor caso" no es un expresión teórica, sino algo que puede llegar a ser realidad en cualquier momento, y en cualquier lugar del mundo. Desde su fundación, hace más de 1000 años, Kobe nunca había sido golpeado por un terremoto tan devastador como el de 1995. Y si hay fallas desconocidas en áreas estudiadas intensivamente, tales como la del área de Los Angeles, entonces, ciertamente hay muchas fallas identificadas en otras regiones del mundo, que no son bien observadas. La posibilidad de terremotos debido a fallas desconocidas o con rara actividad, debe ser considerada como un factor básico de riesgo.

Acerca de los efectos en el campo cercano al epicentro del terremoto, lo que se determina como "fault fling" o esparcimiento de falla, se refiere a uno o varios pulsos de velocidad, que pueden ocurrir en el área inmediata al epicentro, perpendiculares a la dirección en la que se propaga la ruptura del terremoto. Este efecto se produce por la interacción entre el frente de la ruptura y las ondas que se propagan (Naeim, 1995). La energía que acompaña a los pulsos, es particularmente dañina para las estructuras altas. Este efecto, junto a deficiencias estructurales, ha sido visto como la razón del alto e inesperado nivel de daños en construcciones de marcos de acero en Northridge. También hay registros de aceleraciones en Kobe que indican que el "esparcimiento de falla" también ha ocurrido. Las regulaciones de

construcción sismo – resistente actuales, no incluyen este fenómeno, a pesar de que es conocido desde el terremoto de San Fernando en 1971. Por eso, en Estados Unidos se presentó un "factor de cercanía" en las regulaciones de construcción del UBC edición 1997. Hay, además una resistencia de aceleración vertical. Un análisis de los registros de Northridge y Kobe, revela que los valores de las aceleraciones verticales del suelo en la proximidad al foco, tienden a ser iguales o hasta mayores que los valores de las aceleraciones horizontales (Toki, 1995, y EQE & OES, 1995). Para un terremoto con desplazamientos horizontales como los observados en Kobe, esto puede parecer sorprendente. En este caso, una vez más los códigos actuales no presentan ninguna disposición ante esta observación. Primero debe ser determinado si las aceleraciones altas que se observaron en el campo cercano son causadas por circunstancias especiales, o de hecho, circunstancias típicas. Más importante aún, se debe establecer que tipo de estructuras son del todo sensitivas a las aceleraciones verticales.

Una de las lecciones más importantes del terremoto de Northridge, es que las pérdidas más altas, pueden ocurrir en el área del epicentro, aunque las condiciones del subsuelo no sean especialmente pobres, según lo indique la geología del sitio. Esto no debe competir con los efectos negativos debido a las condiciones pobres del subsuelo, ampliamente documentadas de otros terremotos. Loster y Smolka (1995) indican que tales factores incluyen, por ejemplo, la topografía tanto de la superficie como del sótano y aspectos relacionados a la construcción. Puede decirse que la influencia de las condiciones del subsuelo tuvo un papel ambiguo en los dos terremotos más importantes en décadas recientes. Sin embargo la importancia de otros factores, a los cuales no se les ha prestado la importancia debida, ha sido claramente definida, y su relevancia en las pérdidas a causa de terremotos, en el futuro, no deben ser subestimadas.

Hasta el terremoto de Northridge, se creía que los marcos rígidos soldados de acero eran el sistema estructural más conveniente para resistir acciones sísmicas intensas, debido a que se evitaba la inestabilidad y las fallas frágiles. Las estructuras responderían de manera

dúctil hasta colapsar, lo que ocurría cuando se formaba un mecanismo con rotulas plásticas, principalmente en las vigas, precedidas por la absorción y disipación de grandes cantidades de energía, por medio del comportamiento inelástico. Además, en terremotos anteriores, no se reportaron daños significantes ni colapsos, en marcos rígidos soldados, construidos de acuerdo a la práctica contemporánea. Sin embargo, el terremoto de Northridge produjo fallas frágiles en miles de conexiones, en más de cien edificios de alturas entre uno y veintiséis pisos; no hubo colapsos ni pérdida de vidas, pero la magnitud de los daños era tal, que fue necesario invertir miles de millones de dólares para reparar las estructuras dañadas y reforzar los edificios potencialmente peligrosos. El terremoto de Northridge ha cambiado la confianza en el marco rígido soldado, como el sistema estructural preferido en áreas sísmicas. El diseño sísmico de edificios con marcos rígidos soldados se basa en asumir que soportan deformaciones inelásticas significantes, las cuales se concentran principalmente en rotulas plásticas, localizadas en los extremos de las vigas, sin pérdida de resistencia, lo que hace posible, disipar la energía generada de terremotos. La observación de los daños causados en el terremoto de Northridge, muestra que en contra de lo asumido, las fallas frágiles comienzan en muchos casos en las conexiones, cuando la demanda de ductilidad es baja y en algunas edificios, mientras la respuesta era todavía elástica. El gran número de fallas frágiles superan por mucho, lo esperado.

2.9 PERSPECTIVAS FUTURAS DE LA NTDS.

Es bien conocido que una estructura diseñada y estructurada propiamente para fuerzas sísmicas significativamente menores a las necesarias para asegurar una respuesta elástica puede sobrevivir a un movimiento sísmico fuerte sin colapsar. La ductilidad y resistencia estructural permiten realizar diseños basados en fuerzas menores que las fuerzas elásticas. Los métodos para mejorar la ductilidad de elementos estructurales de diferentes materiales

están bien desarrollados, y las reglas de reducción de fuerzas sísmicas en sistemas de un solo grado de libertad tomando en cuenta la ductilidad, también han sido bastante estudiados.

Aunque la contribución de la resistencia estructural fue conocida en las publicaciones de los primeros Requerimientos para Fuerzas Laterales de la SEAOC, no fue hasta principios de los 80's que el tema de la resistencia estructural fue estudiada en detalle.

A través de una serie de pruebas con sismos simulados por Bertero (1986) y otros, tanto en marcos de concreto reforzado como de acero, se concluyó que la resistencia estructural era necesaria en los edificios modernos para sobrevivir ante movimientos sísmicos severos, y donde el factor de modificación de respuesta podría ser expresado como el producto del factor de resistencia estructural (R_s) y el factor de ductilidad global del sistema (R_u) (Uang y Bertero 1986) ¹⁵.

Fischinger y Fajfar (1990) reportaron valores de R_s entre 1.4 y 2.8 para marcos de concreto reforzado resistentes a momento y sistema duales de paredes de cortante y marcos resistentes a momento, diseñados de acuerdo a las provisiones recomendadas por NEHRP en 1988; aunque la resistencia estructural se mantuvo cerca de 1.0 para edificios de concreto reforzado con sistemas de paredes de cortante.

Osteraas y Krawinkler (1990) estudiaron la resistencia estructural en sistemas con marcos de acero diseñados de acuerdo a las provisiones de diseño mediante esfuerzos de trabajo del UBC (Uniform Building Code).

Ellos observaron que los marcos perimetrales poseen resistencias menores que los marcos internos, debido a que los efectos de las cargas gravitacionales actuantes no ejercen un impacto significativo en el diseño de los marcos perimetrales. Uang (1991) reportó valores de resistencia entre 2 y 3 para marcos resistentes a momentos de 4 a 12 niveles de altura. Jain y Navin (1995) reportaron la influencia significativa de los factores de zona en la obtención de valores de resistencia estructural.

Recientemente el reporte ATC-19 (1995), propuso que R fuera calculado como $R = R_s \cdot R_u \cdot R_r$; donde R_r se define como un factor de redundancia. Independientemente un subcomité ad hoc del Comité de Sismología de la SEAOC fue establecido a finales de 1993 para desarrollar un nuevo código de diseño sobre resistencia. Algunos cambios significativos y conceptos nuevos fueron propuestos por el comité, incluyendo la introducción de R_o para resistencia estructural y R_d para reducción por ductilidad.

El factor de resistencia estructural (Ω_o) fue introducido para reemplazar $3R_w/8$; un factor de redundancia o confiabilidad, ρ ; y un nuevo factor de amplificación de desplazamientos que sustituyera a $3R_w/8$. Estas provisiones fueron publicadas en un apéndice de la "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary" (SEAOC 1996).

Para diseño por resistencia, la fuerza de diseño sísmico, E, se calcula así:

$$E = \rho E_h + E_v \quad (\text{Ec.2.8})$$

Donde E_h es la carga sísmica debida al cortante basal V, E_v es el efecto de la carga que resulta de la componente vertical del movimiento sísmico.

$$\text{Donde: } \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{Ab}} \quad (\text{Ec.2.9})$$

$$E_h = \frac{C_v \cdot W}{RT} \leq \frac{2.5 C_a \cdot W}{R} \quad (\text{Ec.2.10})$$

$$R = \frac{R_d \cdot R_o}{I} \quad (\text{Ec.2.11})$$

$$E_v = 0.5 (C_a) (I) (D) \quad (\text{Ec.2.12})$$

En las ecuaciones anteriores r_{\max} es la máxima razón del cortante correspondiente a un elemento del entrepiso al cortante total del entrepiso en cuestión (el entrepiso debe corresponder a la mitad de abajo del edificio). Ab es el área de suelo cubierta en pies², C_a y C_v son coeficientes sísmicos dependientes de la zona sísmica y del perfil de suelo, I es el

factor de importancia, D es el factor de carga muerta. R_d y R_o son coeficientes numéricos que representan la ductilidad global y la resistencia del sistema resistente a carga lateral, respectivamente.

Para estimar la máxima deriva de entrepiso (Δm), la deriva de entrepiso elástica (Δs) es amplificada de la siguiente forma:

$$\Delta_{max} = 0.7 * R_d * R_o * \Delta_s \text{ (Ec.2.13)}$$

El máximo valor de Δ_{max} es limitado a 0.025 de la altura de entrepiso para $T < 0.7$ segs., y 0.02 para otro caso.

También el Comité de Actualización de Provisiones del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) introdujo algunos cambios en sus Provisiones Recomendadas. Esta actividad inició en 1995.

Se decidió no incluir el valor de R en las Provisiones recomendadas de 1997, y el valor del amplificador de fuerza $2R/5$, fue reemplazado por un sistema de factor de resistencia (Ω_o). Los valores de C_d/R que se plantean en Provisiones Recomendadas del NEHRP 1994 son significativamente mayores que el valor de $3/8$ utilizado por el UBC 94, cuando esos valores son menores que 0.7. Sin embargo el Comité decidió no cambiar los valores de C_d para la Provisiones Recomendadas de 1997.

Se espera que algunos de los cambios efectuados en el UBC 1997 con respecto al de 1994 influyan en los códigos sísmicos del resto del mundo y muchos de ellos tendrán un impacto significativo en el diseño de edificios altos.

Los códigos de construcción legales dentro de los Estados Unidos se basan en uno de los tres códigos modelos: El UBC¹⁶, el BOCA¹⁷ y el SBC¹⁸. Las provisiones de diseño sísmico del UBC se han basado hasta la fecha en las recomendaciones del llamado "Blue Book" de la SEAOC¹⁹. Los requerimientos sísmicos de los otros dos códigos se han basado, en tiempos recientes en las provisiones recomendadas por la NEHRP²⁰.

Los cambios en el UBC del año 1997 respecto al año 1994 son muchos y de un impacto de largo alcance. La edición de las provisiones del NEHRP de 1997, van muchos pasos adelante en muchas formas, y se constituirán en la base de las provisiones sísmicas del Código Internacional de Construcción, el cual se espera que reemplace los tres códigos modelos de los Estados Unidos para el año 2000.

CAPITULO 3
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES APLICANDO
LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTES

3.1 DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO, UTILIZANDO LA NORMA TECNICA DE DISEÑO SALVADOREÑA

3.1.1 DESCRIPCION GENERAL DEL EDIFICIO MODELO DE CALIBRACION

El modelo es un edificio de 2 niveles, con una altura de 7.30 mts y un área de 363.42², que corresponde a uno de los módulos del mercado municipal de la ciudad de Metapán. El edificio fue diseñado con sistema de marcos de concreto reforzado con detallado especial, posee 4 ejes de marcos en la dirección X y 5 ejes en la dirección Y (fig.3.1). El sistema de entrepiso está formado por losas densas de 15 cm de espesor.

3.1.2 ESTRATEGIAS DE DISEÑO UTILIZADAS

Para establecer la confiabilidad del uso del programa ETABS en el diseño de estructuras bajo los criterios establecidos por la Norma Técnica de Diseño Sísmico (NTDS), en posteriores capítulos, se efectuó el diseño de dos marcos del edificio descrito anteriormente a través de dos métodos.

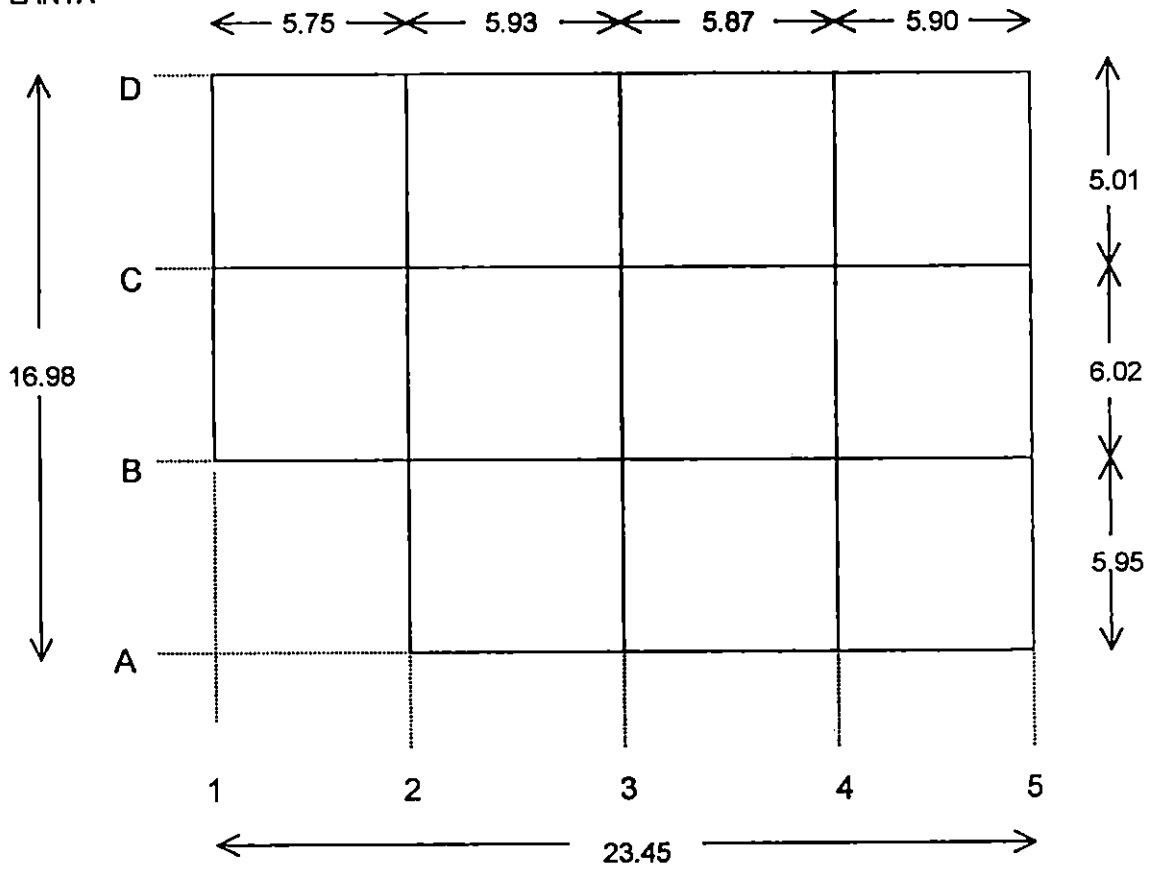
- A) Método manual apoyado en herramientas de computación.
- B) Utilizando el programa ETABS para el análisis estático de la estructura, y el post-procesador CONKER para el diseño de la misma.
- C) En este capítulo solo describimos el estudio del método A), mostrando con detalle los pasos que se siguieron, dejando para cada capítulo siguiente el diseño por método B).

3.1.3 MODELO DE CALIBRACION: CONSIDERACIONES DE DISEÑO

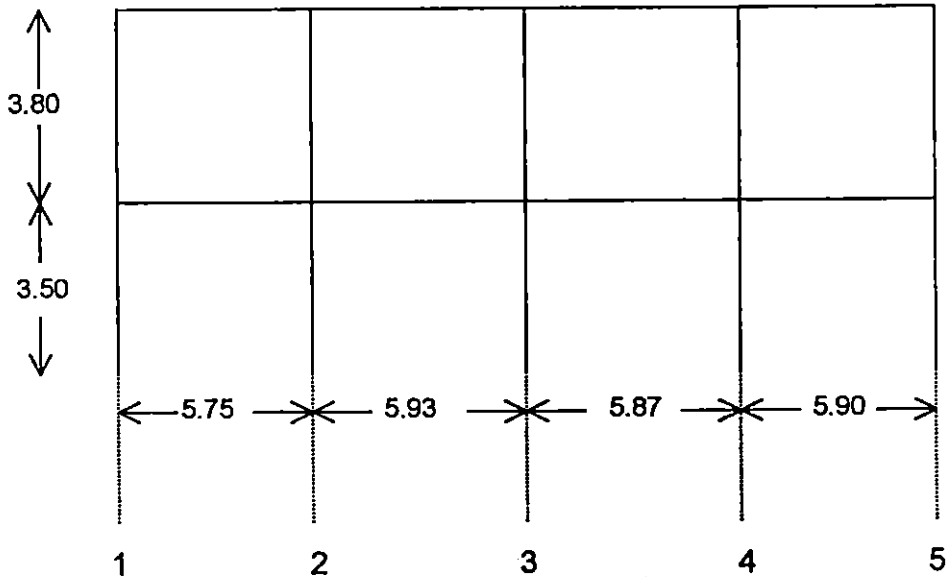
El modelo a utilizar difiere del diseño original en la estructura del techo, que siendo una estructura metálica, se ha considerado como una losa densa similar a la del entrepiso. Se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

Fig. 3.1 MODELO DE CALIBRACION

Cotas en mts. Sin escala
PLANTA



ELEVACION



a. Las propiedades de los materiales que se consideran son las siguientes:

Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico: 2400 kg/m^3

Acero: $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico: 7880 kg/cm^3

b. Las cargas utilizadas en el diseño se definen a continuación:

La carga muerta adicional al peso propio de la estructura (vigas, columnas y losas), consiste en una sobrecarga por instalaciones eléctricas y afinados de 20 kg/m^2 para ambos niveles; una carga de 90 kg/m^2 por paredes divisorias para el primer nivel, y una carga de 130 kg/m^2 por impermeabilizante, en la losa del segundo nivel (azotea).

Las cargas vivas utilizadas se tomaron de la norma técnica de diseño sísmico (NTDS), teniendo para el bajado de cargas a las vigas del primer nivel, una carga viva máxima de 350 kg/m^2 , y de 100 kg/m^2 para las vigas de la azotea. Para el cálculo del peso sísmico de la estructura se toman los valores de carga viva instantánea de 250 kg/m^2 para el primer nivel, y de 50 kg/m^2 para la azotea.

c. Los factores utilizados para el cálculo del coeficiente sísmico según lo establece la NTDS, fueron los siguientes

$$C_s = A I C_o (T_o / T)^{2/3} / R \quad (\text{Ec.3.1})$$

En donde

C_s = Coeficiente sísmico

Factor de zonificación, $A = 0.3$, (tabla # 1 de la NTDS).

Factor de importancia, $I = 1.2$, (tabla # 2 de la NTDS).

Coeficientes de sitio, $C_o = 2.75$ y $T_o = 0.5$, (tabla # 4 de la NTDS).

Factor de modificación de respuesta, $R = 12$ para marcos con detallado especial (tabla # 7 de la NTDS)

Período de la estructura, calculado por los dos métodos (A y B) definidos en la NTDS

Los marcos diseñados por el método manual utilizando el programa RISA-2D, son los correspondientes a los ejes A y 3 según la fig.3.2 Las dimensiones de las secciones utilizadas en el predimensionamiento de los ejes "3" y "A", son en centímetros, para todas las columnas, de 40 x 40, y para vigas, de 50 x 25.

3.1.4 DISEÑO POR METODO MANUAL

Se presenta un resumen de la memoria de cálculo y los resultados del diseño de los marcos A y B. Las fases del diseño son las siguientes:

- a. Cálculo de las rigideces de entrepis
- b. Cálculo del período de la estructura según el método B de la NTDS(tabla 3.1)
- c. Cálculo del centro de masa de la estructura (tabla 3.2a y 3.2b)
- d. Cálculo del peso sísmico de la estructura (pag.56)
- e. Cálculo del cortante basal según la NTDS (pag.56)
- f. Control de desplazamientos laterales (tabla 4.3)
- g. Distribución horizontal del cortante directo y torsional en planta (tabla 3.4a y 3.4b)
- h. Análisis estático de los ejes A y 3 con el programa RISA-2D (disco en archivo RISA2D)
- i. Diseño de las secciones de los elementos estructurales: vigas y columnas

• CALCULO DE LAS RIGIDECES DE ENTREPISO

Los valores de rigidez para cada entrepiso, se encuentran mediante el análisis de cada marco con una fuerza lateral. Con los desplazamientos encontrados, se puede calcular la rigidez lateral con la siguiente formula:

$$K_i = F_i / D_i \text{ (Ec.3.2)}$$

Donde:

K_i : Rigidez lateral del entrepiso i

F_i : Fuerza lateral aplicada en el nivel i

D_i : Desplazamiento lateral del nivel i

La suma de las rigideces por entrepiso de cada marco nos proporciona la rigidez de entrepiso del edificio en cada dirección (R_{xi} , R_{yi}).

- **CALCULO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA**

Primeramente se obtiene un período aproximado de la estructura, utilizando el método A, descrito en 4.2.2 de la NTDS:

$$T = C_t * H^{3/4} \quad (\text{Ec.3.3})$$

Donde:

$C_t = 0.073$, para marcos de concreto reforzado

H = Altura total del edificio

A partir del valor del período encontrado, se calcula el período según el método B, en 4.2.2 de la NTDS (formula de Raighley).

el procedimiento se presenta en la tabla 3.1.

- **CALCULO DEL CENTRO DE MASA**

La ubicación del centro de masa se calculó encontrando las cargas por peso propio (W_i) de las losas, vigas y columnas. Para cada elemento del marco se encuentra su respectivo centro de gravedad, con referencia a un eje de coordenadas establecido (X_i , Y_i). El detalle del cálculo del centro de masa para cada nivel del edificio se encuentra en las tabla 3.2a y 3.2b).

- **CALCULO DEL PESO SISMICO**

El cálculo del peso sísmico de la estructura se realizó teniendo en cuenta las consideraciones de diseño presentadas en 3.1.3 Los cálculos del peso sísmico se presentan en la pagina 56.

TABLA 3.1
CALCULO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA

nivel	entrepiso	peso	desnivel	altura	W ⁱ *h ⁱ	"I"	Co	A	Tasum x	Tasum y	To	
						1.200	2.750	0.300	0.324	0.324	0.500	
2		257.330		7.300	1878.509				T = 0,073*h^(3/4)			
	2		3.800									
1		308.800		3.500	1080.800							
	1		3.500									
	suma =	566.130		suma =	2959.309							
Wt	Vbx	Vby	Fbx	Fty	Fix	Fiy	Xg	Yg	cortante x	cortante y	Fix*Yg	Fiy*Xg
566.130	46.706	46.706	0.000	0.000								
			debido a que T es menor que 0.7 seg.		29.648	29.648	12.430	8.950			265.348	368.523
					17.058	17.058	12.300	8.880	29.648	29.648	151.474	209.812
									46.706	46.706		
sum FxYg	sum FyXg	Xc	Yc	Rix	Riy	Dlex	Dley	dix	diy	W ⁱ *dix ²	W ⁱ *diy ²	Fix*dix
								0.007	0.007	0.011	0.012	0.197
265.348	368.523	12.430	8.950	8365.000	8265.000	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003	0.003	0.053
416.822	578.335	12.383	8.924	15004.000	14816.000	0.003	0.003					
									suma =	0.014	0.015	0.250
	Fiy*dix	Tcal x	Tcal y									
	0.000	0.481	0.484									
	0.200											
	0.054											
	suma =	0.254										

Periodo calculado es menor que To = 0.5
por tanto se utilizara To / T = 1

TABLA 3.2a

UBICACION CENTRO DE MASA

primer nivel						segundo nivel					
losas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi	losas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	16.58	8.715	2.975	144.4947	49.3255	1	16.58	8.715	2.975	144.4947	49.3255
2	16.42	14.615	2.975	239.9783	48.8495	2	16.42	14.615	2.975	239.9783	48.8495
3	16.5	20.5	2.975	338.25	49.0875	3	16.5	20.5	2.975	338.25	49.0875
4	16.27	2.875	8.96	46.77625	145.7792	4	16.27	2.875	8.96	46.77625	145.7792
5	16.77	8.715	8.96	146.1506	150.2592	5	16.77	8.715	8.96	146.15055	150.2592
6	16.6	14.815	8.96	245.929	148.736	6	16.6	14.815	8.96	245.929	148.736
7	16.69	20.5	8.96	342.145	149.5424	7	16.69	20.5	8.96	342.145	149.5424
8	13.54	2.875	14.475	38.9275	195.9915	8	13.54	2.875	14.475	38.9275	195.9915
9	13.96	8.715	14.475	121.6614	202.071	9	13.96	8.715	14.475	121.6614	202.071
10	13.82	14.815	14.475	204.7433	200.0445	10	13.82	14.815	14.475	204.7433	200.0445
Wt=				157.15		Wt=				167.79	
				Xg=	11.89345					Xg=	12.439216
				Yg=	8.524889					Yg=	8.902201
columnas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi	columnas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	1.4	5.75	0	8.05	0	1	0.7296	5.75	0	4.1952	0
2	1.4	11.68	0	16.352	0	2	0.7296	11.68	0	8.521728	0
3	1.4	17.55	0	24.57	0	3	0.7296	17.55	0	12.80448	0
4	1.4	23.45	0	32.83	0	4	0.7296	23.45	0	17.10912	0
5	1.4	0	5.95	0	8.33	5	0.7296	0	5.95	0	4.34112
6	1.4	5.75	5.95	8.05	8.33	6	0.7296	5.75	5.95	4.1952	4.34112
7	1.4	11.68	5.95	16.352	8.33	7	0.7296	11.68	5.95	8.521728	4.34112
8	1.4	17.55	5.95	24.57	8.33	8	0.7296	17.55	5.95	12.80448	4.34112
9	1.4	23.45	5.95	32.83	8.33	9	0.7296	23.45	5.95	17.10912	4.34112
10	1.4	0	11.97	0	16.758	10	0.7296	0	11.97	0	8.733312
11	1.4	5.75	11.97	8.05	16.758	11	0.7296	5.75	11.97	4.1952	8.733312
12	1.4	11.68	11.97	16.352	16.758	12	0.7296	11.68	11.97	8.521728	8.733312
13	1.4	17.55	11.97	24.57	16.758	13	0.7296	17.55	11.97	12.80448	8.733312
14	1.4	23.45	11.97	32.83	16.758	14	0.7296	23.45	11.97	17.10912	8.733312
15	1.4	0	16.98	0	23.772	15	0.7296	0	16.98	0	12.388608
16	1.4	5.75	16.98	8.05	23.772	16	0.7296	5.75	16.98	4.1952	12.388608
17	1.4	11.68	16.98	16.352	23.772	17	0.7296	11.68	16.98	8.521728	12.388608
18	1.4	17.55	16.98	24.57	23.772	18	0.7296	17.55	16.98	12.80448	12.388608
19	1.4	23.45	16.98	32.83	23.772	19	0.7296	23.45	16.98	17.10912	12.388608
Wt=				26.6		Wt=				13.8624	
				Xg=	12.30105					Xg=	12.301053
				Yg=	9.184211					Yg=	9.1842105
vigas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi	vigas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	1.1613	8.715	0	10.12073	0	1	1.1613	8.715	0	10.12073	0
2	1.1487	14.615	0	16.78825	0	2	1.1487	14.615	0	16.788251	0
3	1.155	20.5	0	23.6775	0	3	1.155	20.5	0	23.6775	0
4	1.1235	2.875	5.95	3.230063	6.684825	4	1.1235	2.875	5.95	3.2300625	6.684825
5	1.1613	8.715	5.95	10.12073	6.909735	5	1.1613	8.715	5.95	10.12073	6.909735
6	1.1487	14.615	5.95	16.78825	6.834765	6	1.1487	14.615	5.95	16.788251	6.834765
7	1.155	20.5	5.95	23.6775	6.87225	7	1.155	20.5	5.95	23.6775	6.87225
8	1.1235	2.875	11.97	3.230063	13.4483	8	1.1235	2.875	11.97	3.2300625	13.448295
9	1.1613	8.715	11.97	10.12073	13.90076	9	1.1613	8.715	11.97	10.12073	13.900761
10	1.1487	14.615	11.97	16.78825	13.74994	10	1.1487	14.615	11.97	16.788251	13.749939
11	1.155	20.5	11.97	23.6775	13.82535						
12	1.1235	2.875	16.98	3.230063	19.07703						
13	1.1613	8.715	16.98	10.12073	19.71887						

TABLA 3.2b

14	1.1487	14.615	16.98	16.78825	19.50493
15	1.155	20.5	16.98	23.6775	19.6119
16	1.1655	5.75	2.975	6.701625	3.467363
17	1.1655	11.68	2.975	13.61304	3.467363
18	1.1655	17.55	2.975	20.45453	3.467363
19	1.1655	23.45	2.975	27.33098	3.467363
20	1.1802	0	8.96	0	10.57459
21	1.1802	5.75	8.96	6.78615	10.57459
22	1.1802	11.68	8.96	13.78474	10.57459
23	1.1802	17.55	8.96	20.71251	10.57459
24	1.1802	23.45	8.96	27.67569	10.57459
25	0.9681	0	14.475	0	14.01325
26	0.9681	5.75	14.475	5.566575	14.01325
27	0.9681	11.68	14.475	11.30741	14.01325
28	0.9681	17.55	14.475	16.99016	14.01325
29	0.9681	23.45	14.475	22.70195	14.01325
Wt=		32.634		405.6614	296.9473

$$Xg = 12.43064$$

$$Yg = 9.099323$$

gradas	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
losa	7,094	20,5	14,48	145,43	102,7
Wt=		7,094		145,43	102,7

$$Xg = 20.5$$

$$Yg = 14.48$$

resumen elemento	Wt	Xg	Yg	Wt*Xg	Wt*Yg
losas	157.15	11.8935	8.524889	1869.056	1339.686
columnas	26.6	12.3011	9.184211	327.208	244.3
vigas	32.634	12.4306	9.099323	405.6614	298.9473
gradas	7,094	20,5	14,48	145,43	102,72
		223.478		2747.355	1983.654

$$Xm = 12.29363$$

$$Ym = 8.876281$$

11	1.155	20.5	11.97	23.6775	13.82535
12	1.1235	2.875	16.98	3.2300625	19.07703
13	1.1613	8.715	16.98	10.12073	19.718874
14	1.1487	14.615	16.98	16.788251	19.504926
15	1.155	20.5	16.98	23.6775	19.6119
16	1.1655	5.75	2.975	6.701625	3.4673625
17	1.1655	11.68	2.975	13.61304	3.4673625
18	1.1655	17.55	2.975	20.454525	3.4673625
19	1.1655	23.45	2.975	27.330975	3.4673625
20	1.1802	0	8.96	0	10.574592
21	1.1802	5.75	8.96	6.78615	10.574592
22	1.1802	11.68	8.96	13.784736	10.574592
23	1.1802	17.55	8.96	20.71251	10.574592
24	1.1802	23.45	8.96	27.67569	10.574592
25	0.9681	0	14.475	0	14.013248
26	0.9681	5.75	14.475	5.566575	14.013248
27	0.9681	11.68	14.475	11.307408	14.013248
28	0.9681	17.55	14.475	16.990155	14.013248
29	0.9681	23.45	14.475	22.701945	14.013248
Wt=		32.634		405.66144	296.9473

$$Xg = 12.430638$$

$$Yg = 9.0993227$$

resumen elemento	Wt	Xg	Yg	Wt*Xg	Wt*Yg
losas	167.79	12.4392	8.902201	2087.176	1493.7003
columnas	13.8624	12.3011	9.1842105	170.52211	127.3152
vigas	32.634	12.4306	9.0993227	405.66144	296.9473
		214.2864		2663.3596	1917.9628

$$Xm = 12.428971$$

$$Ym = 8.9504644$$

- **CALCULO DEL CORTANTE BASAL**

Conociendo el peso y el coeficiente sísmico de la estructura, se obtienen los valores de cortante basal para cada dirección del edificio.

$V_x = C_{sx} * W$ (Ec.3.4) Donde V_x y V_y son los cortantes basales para la dirección X e Y

$V_y = C_{sy} * W$ (Ec.3.5) respectivamente, C_s es el coeficiente sísmico y W el peso total.

La distribución del cortante en la altura del edificio, se realiza calculando las fuerzas F actuantes en el nivel de piso (fuerzas de inercia), las cuales se calculan como una proporción del peso y la altura del nivel i , con respecto al peso y altura total.

$$F_i = V * W_i * H_i / (\sum W_i * H_i) \quad (Ec.3.6)$$

El cortante basal se distribuye en altura mediante la diferencia de las fuerzas F_i entre niveles consecutivos.

Los desplazamientos relativos son obtenidos mediante las ecuaciones siguientes:

$$D_{iex} = V_{ix} / R_{ix} \quad (Ec.3.7)$$

$$D_{iey} = V_{iy} / R_{iy} \quad (Ec.3.8)$$

Los desplazamientos absolutos elásticos (d_{ix} , d_{iy}), se obtienen de la diferencia de desplazamientos relativos entre niveles consecutivos. El calculo se presenta en la Tabla 3.3.

- **CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS**

Los desplazamientos de diseño se calculan de acuerdo a 4.11 de la NTDS:

$$d_{ti} = C_d * d_i \quad (Ec.3.9)$$

En donde C_d es el factor de amplificación de desplazamientos (tabla 7 NTDS), siendo igual a 8, para marcos de concreto reforzado con detallado especial.

De la diferencia de los d_t para niveles consecutivos, se obtienen los desplazamientos relativos de diseño, los cuales son comparados con la deriva de entrepiso para cada nivel.

Los valores admisibles de deriva de entrepiso se calculan con la siguiente formula:

$$D_{iadm} = 0.015 * H_{sx} \quad (Ec.3.10)$$

PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

unidades: kgs

Peso de losa:

Primer nivel:

Carga muerta:

Peso propio:	$2400 \cdot 0.15 \cdot 334.41 =$	120387.6
Inst. + sobre.:	$20 \cdot 334.41 =$	6688.0
paredes div.:	$90 \cdot 334.41 =$	30096.9
carga viva:	$250 \cdot 334.4 =$	83600.0

Segundo nivel:

Carga muerta:

Peso propio:	$2400 \cdot 0.15 \cdot 364 =$	131040.0
imper.:	$130 \cdot 364 =$	47320.0
inst.:	$20 \cdot 364 =$	7280.0
carga viva:	$50 \cdot 364 =$	18200.0

Peso de vigas: $310.8 \cdot 2400 \cdot 0.425 \cdot 0.25 =$ 79254.0

Peso de columnas: $7.3 \cdot 2400 \cdot 19 \cdot 0.4 \cdot 0.4 =$ 53261.0

Peso de gradas: $2400 \cdot 0.1 \cdot 5.01 \cdot 5.9/2 =$ 3547.0

Peso sísmico total : 580674.5 kgs

Peso sísmico primer nivel: 308803.6 kg

Peso sísmico segundo nivel: 257329.4 kg

CALCULO DEL CORTANTE BASAL

$$V = C_s W$$

$$C_s = A \cdot I \cdot C_o / R \cdot (T_o / T)^{(2/3)} = 0.0825$$

donde: $A = 0.3$
 $T = 0.48$

$I = 1.2$

$C_o = 2.75$
 $T < T_o$

$R = 12$
 $T_o / T = 1$

$T_o = 0.5$

$$V = 0.0825 \cdot 580674.7$$

$$V = 47906 \text{ kgs} = 47.906 \text{ ton}$$

Donde el valor de 0.015 se obtiene de la tabla 8 de la NTDS, y H_{sx} es la altura del entrepiso debajo del nivel x .

Los valores de desplazamientos calculados fueron menores que los admisibles, por lo cual se puede continuar con la siguiente etapa del diseño (tabla 3.3).

- **DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE DIRECTO Y TORSIONAL**

La distribución horizontal del cortante se hace en proporción a las rigideces de los elementos que resisten las fuerzas laterales. Las tablas 3.4a y 3.4b presentan dicha distribución.

- **ANALISIS ESTATICO DE LOS MARCOS "3" Y "A"**

Para el análisis estático de ambos marcos, se utilizó el programa RISA-2D, con las cargas especificadas en 3.1.3 la tabla 3.5a y 3.5b presenta el bajado de carga a las vigas.

DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA LOS MARCOS "3" Y "A".

El diseño de las vigas y columnas se hizo mediante hojas de calculo ENVIGA y ENCOLUM, disponibles en la Escuela de Ingeniería Civil.

Por ultimo, la tabla 3.6 presenta los porcentaje de acero requerido en las columnas por, según lo establecido en el diseño sismico de estructuras de concreto reforzado.

TABLA 3.3

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

nivel	entrepiso	W _i	h _{ax}	h _i	W _i *h _i	F _i x	F _i y	X _g	Y _g	cortante x	cortante y	F _b *Y _g	F _i *X _g
2		257.33		7.3	1878.509	29.65	29.65	12.43	8.95			285.3498	388.52464
	2		3.8							29.648	29.648		
1		308.8		3.5	1080.8	17.06	17.06	12.3	8.88			151.47504	209.8134
	1		3.5							48.706	48.706		
	suma =	566.13		suma =	2959.309								
sum F _x *Y _g	sum F _y *X _g	X _c	Y _c	R _{bx}	R _{by}	D _{lex}	D _{ley}	d _{bx}	d _{by}	d _{tbx}	d _{tby}	D _{tbx}	D _{tby}
								0.0066572	0.00674	0.053257559	0.05391862		
285.3498	388.52464	12.43	8.95	8365	8265	0.0035443	0.003587175					0.0283543	0.0286974
								0.0031129	0.003152	0.024903228	0.02521822		
416.82464	578.33804	12.382521	8.9244345	15004	14818	0.0031129	0.003152403					0.0249032	0.0252192
Peso (Pi)	O _{ix}	O _{iy}	FA _x	F _{ay}	D _{lax} (m)	D _{lay} (m)	D _{i adm} (m)						
257.33	8.09545E-05	8.193E-05	1.000081	1.0000819	0.02835663	0.0286998	0.057						
566.13	0.000107806	0.0001092	1.0001078	1.0001092	0.02490591	0.025222	0.0525						

simbología

W_i: peso de entrepiso i
 h_{ax}: altura del entrepiso i
 h_i: altura desde la base hasta el nivel i
 F_i: fuerza lateral aplicada en el nivel i
 X_g, Y_g: centro de masa del nivel i
 X_c, Y_c: centro de rigideces del entrepiso i
 R_i: rigidez del entrepiso i
 D_{ie}: desplazamiento relativo (V/R)

d_i: desplazamiento total
 d_{ti}: desplazamiento total amplificado (cd * d_i)
 D_{ti}: desplazamiento relativo amplificado
 O_i: índice de estabilidad
 F_a: factor de amplificación (1/(1-O_i))
 D_{ia}: desplazamiento amplificado (F_a*D_{ti})
 D_{i adm}: desplazamiento admisible

Tabla 3.4a

DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE

NIVEL 1		Xc=	12.39		Xt=	12.35564										
		Yc=	8.93		Yt=	9.239056										
Sentido	V	e	B	e1	e2	Mt1	Mt2				J=	15311.69				
X	46.71	-0.30906	23.45	0.86344	-1.48156	40.331457	-69.20349									
Y	46.71	0.03436	16.98	0.88338	-0.81484	41.261658	-38.05192									
Eje	Rx	Ry	X	Y	Rx*Y	Ry*X	XIt	YIt	Rx*YIt	Ry*XIt	Rx*YIt^2	Ry*XIt^2	Directo x	Directo y	Torsión1 x	Torsión2 x
Sentido "X"																
A	30.88		0	0			-9.239056	285.30208	2835.922		9.6134684		9.6134684		0.75149418	-1.28946543
B	39.72		5.95	236.334			-3.289056	130.64131	429.6868		12.365511		12.365511		0.34411313	-0.59045301
C	39.72		11.97	475.448			2.7309437	108.47309	298.2339		12.365511		12.365511		0.28572135	-0.49026038
D	39.72		16.98	674.448			7.7409437	307.47029	2380.11		12.365511		12.365511		0.80988593	-1.38985808
suma=	150.04		suma=	1388.23												
Sentido "Y"																
1	22.84	0				0	-12.35564		282.20288		3486.797		7.2007048			
2	31.33	5.75				180.1475	-8.605842		208.95478		1367.069		9.8773238			
3	31.33	11.68				365.8344	-0.675842		21.16788		14.30189		9.8773238			
4	31.33	17.55				549.8415	5.1943581		162.73924		845.3259		9.8773238			
5	31.33	23.45				734.6885	11.094358		347.58624		3856.248		9.8773238			
suma=	148.18					suma=	1830.612									
Eje	Torsión1 y	Torsión2 y	Vtotal x	Vtotal y	Ortog x	Ortog y	Vx+.3Vy	.3Vx+Vy	Vy+.3Vx	.3Vy+Vx						
Sentido "X"																
A			10.365		0		10.364963	3.1094888								
B			12.7096		0.63687		12.900684	4.4497555								
C			12.6512		1.28123		13.035601	5.0765988								
D			13.1754		1.81748		13.720841	5.7701021								
Sentido "Y"																
1	0.76047488	-0.70131769		7.96118		0			7.9611795	2.3883539						
2	0.55769774	-0.51431454		10.435		0.814204			10.679283	3.9447101						
3	0.05704274	-0.0526054		9.93437		1.653895			10.430535	4.6342054						
4	0.4385466	-0.40443215		10.3159		2.485091			11.061398	5.5798522						
5	0.9366877	-0.86380549		10.814		3.320535			11.810153	6.5847326						

TABLA 3.4b

DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE

NIVEL 2		Xc=	12.43		Xt=	12.2588											
		Yc=	8.95		Yt=	9.28218											
Sentido	V	e	B	e1	e2	M11	M12			J=	15019.578						
X	29.65	-0.3122	23.45	0.8603	-1.4847	25.50897	-44.0203										
Y	29.65	0.17123	18.98	1.0202	-0.8778	30.24968	-20.096										
Eje	Rx	Ry	X	Y	Rx*Y	Ry*X	Xt	Yt	Rx*Yt	Ry*Xt	Rx*Yt^2	Ry*Xt^2	Directo x	Directo y	Torsión1 x	Torsión2 x	
Sentido "X"																	
A	17.05			0	0			-9.26218	157.91989		1462.88		6.043425		0.26820818	-0.462841	
B	22.2			5.95	132.09			-3.31216	73.530036		243.5435		7.868858		0.12488203	-0.215506	
C	22.2			11.97	265.73			2.70784	60.113964		162.7788		7.868858		0.10209643	-0.176188	
D	22.2			18.98	378.96			7.71784	171.33598		1322.343		7.868858		0.29099378	-0.502162	
suma=	83.65			suma=	774.78												
Sentido "Y"																	
1		12.45	0			0	-12.2588			152.6217		1970.9558		4.466334			
2		17.55	5.75			100.913	-8.50877			114.229		743.49079		6.295917			
3		17.55	11.88			204.984	-0.57877			10.1573		5.8789008		6.295917			
4		17.55	17.55			308.003	5.291225			92.981		491.3485		6.295917			
5		17.55	23.45			411.548	11.19123			198.406		2198.0239		6.295917			
suma=		82.65				suma=	1025.45										
Eje	Torsión1 y	Torsión2 y	Vtotal x	Vtotal y	Ortog x	Ortog y	Vx+.3Vy	.3Vx+Vy	Vy+.3Vx	.3Vy+Vx							
Sentido "X"																	
A			6.31183		0		6.311833	1.89349									
B			7.99374		0.268		8.07355	2.68415									
C			7.97085		0.5352		8.131513	2.92848									
D			8.15985		0.7592		8.387811	3.20715									
Sentido "Y"																	
1	0.3073827	-0.2042061		4.77372		0			4.7737167	1.432115							
2	0.2300591	-0.152837		6.52598		0.29576			6.6147037	2.253553							
3	0.0204574	-0.0135908		6.31637		0.60078			6.4966077	2.495692							
4	0.1870236	-0.1242469		6.48294		0.90271			6.7537538	2.847594							
5	0.395565	-0.2627889		6.69148		1.20619			7.0533379	3.213633							

TABLA 3.5a

BAJADO DE CARGAS PARA VIGAS

NIVEL "LOSA"

	Area trib (m2)	Long. (mt)	Wm (kg/m2)	Wv (kg/m2)	Wprop (kg/m)	Wu (kg/m)	Wu (kg/m) fact.
MARCO 3							
Viga #27	12.55	4.61	470.00	350.00	210.00	2442.32	3432.75
Viga #22	18.11	5.62	470.00	350.00	210.00	2852.38	4063.41
Viga #17	17.70	5.55	470.00	350.00	210.00	2825.14	4021.41
MARCO A							
Viga #1	8.80	5.53	470.00	350.00	210.00	1514.88	2153.43
Viga #2	8.60	5.47	470.00	350.00	210.00	1499.21	2129.74
Viga #3	8.70	5.50	470.00	350.00	210.00	1507.09	2141.64

NIVEL "AZOTEA"

	Area trib (m2)	Long. (mt)	Wm (kg/m2)	Wv (kg/m2)	Wprop (kg/m)	Wu (kg/m)	Wu (kg/m) fact.
MARCO 3							
Viga #27	12.55	4.61	510.00	100.00	210.00	1870.63	2508.41
Viga #22	18.11	5.62	510.00	100.00	210.00	2175.68	2953.34
Viga #17	17.70	5.55	510.00	100.00	210.00	2155.41	2923.71
MARCO A							
Viga #1	8.80	5.53	510.00	100.00	210.00	1180.71	1605.84
Viga #2	8.60	5.47	510.00	100.00	210.00	1169.05	1589.13
Viga #3	8.70	5.50	510.00	100.00	210.00	1174.91	1597.53

NIVEL "LOSA"

	Area trib (m2)	Long. (mt)	Wm (kg/m2)	Wv (kg/m2)	Wprop (kg/m)	Wu (kg/m)	Wu (kg/m) fact.
MARCO 1							
Viga #20	9.04	5.62	470.00	350.00	210.00	1529.00	2175.58
Viga #25	6.28	4.61	470.00	350.00	210.00	1327.05	1864.63
MARCO 2							
Viga #16	8.85	5.55	470.00	350.00	210.00	1517.57	2157.71
Viga #21	18.10	5.62	470.00	350.00	210.00	2850.93	4061.33
Viga #26	12.56	4.61	470.00	350.00	210.00	2444.10	3435.25
MARCO 4							
Viga #18	17.70	5.55	470.00	350.00	210.00	2825.14	4021.41
Viga #23	18.20	5.62	470.00	350.00	210.00	2865.52	4082.14
Viga #28	6.28	4.61	470.00	350.00	210.00	1327.05	1864.63
MARCO 5							
Viga #19	8.85	5.55	470.00	350.00	210.00	1517.57	2157.71
Viga #24	9.05	5.62	470.00	350.00	210.00	1530.46	2177.66
Viga #29	0.00	4.61	470.00	350.00	210.00	210.00	294.00
MARCO B							
Viga #4	8.27	5.35	470.00	350.00	210.00	1477.55	2096.14
Viga #5	17.60	5.43	470.00	350.00	210.00	2867.83	4076.64
Viga #6	17.20	5.47	470.00	350.00	210.00	2788.43	3965.48
Viga #7	17.40	5.50	470.00	350.00	210.00	2804.18	3989.29

TABLA 3.5b

MARCO C								
Viga #8	16.40	5.35	470.00	350.00	210.00	2723.64	3867.77	
Viga #9	17.38	5.43	470.00	350.00	210.00	2834.60	4029.36	
Viga #10	17.03	5.47	470.00	350.00	210.00	2762.94	3929.19	
Viga #11	8.70	5.50	470.00	350.00	210.00	1507.09	2141.64	
MARCO D								
Viga #12	8.13	5.35	470.00	350.00	210.00	1456.09	2065.63	
Viga #13	8.58	5.43	470.00	350.00	210.00	1505.69	2138.04	
Viga #14	8.43	5.47	470.00	350.00	210.00	1473.73	2093.45	
Viga #15	0.00	5.50	470.00	350.00	210.00	210.00	294.00	

NIVEL "AZOTEA"

	Area trib (m2)	Long. (mt)	Wm (kg/m2)	Wv (kg/m2)	Wprop (kg/m)	Wu (kg/m)	Wu (kg/m) fact.
MARCO 1							
Viga #20	9.04	5.62	510.00	100.00	210.00	1191.21	1621.47
Viga #25	6.28	4.61	510.00	100.00	210.00	1040.98	1402.09
MARCO 2							
Viga #16	8.85	5.55	510.00	100.00	210.00	1182.70	1608.86
Viga #21	18.10	5.62	510.00	100.00	210.00	2174.59	2951.87
Viga #26	12.56	4.61	510.00	100.00	210.00	1871.95	2510.18
MARCO 4							
Viga #18	17.70	5.55	510.00	100.00	210.00	2155.41	2923.71
Viga #23	18.20	5.62	510.00	100.00	210.00	2185.44	2966.56
Viga #28	12.56	4.61	510.00	100.00	210.00	1871.95	2510.18
MARCO 5							
Viga #19	8.85	5.55	510.00	100.00	210.00	1182.70	1608.86
Viga #24	9.05	5.62	510.00	100.00	210.00	1192.30	1622.94
Viga #29	6.28	4.61	510.00	100.00	210.00	1040.98	1402.09
MARCO B							
Viga #4	8.27	5.35	510.00	100.00	210.00	1152.93	1565.42
Viga #5	17.60	5.43	510.00	100.00	210.00	2187.16	2962.68
Viga #6	17.20	5.47	510.00	100.00	210.00	2128.10	2884.26
Viga #7	17.40	5.50	510.00	100.00	210.00	2139.82	2901.05
MARCO C							
Viga #8	16.40	5.35	510.00	100.00	210.00	2079.91	2815.32
Viga #9	17.38	5.43	510.00	100.00	210.00	2162.45	2929.32
Viga #10	17.03	5.47	510.00	100.00	210.00	2109.14	2858.65
Viga #11	17.20	5.50	510.00	100.00	210.00	2117.64	2871.08
MARCO D							
Viga #12	8.13	5.35	510.00	100.00	210.00	1136.97	1543.90
Viga #13	8.58	5.43	510.00	100.00	210.00	1173.87	1594.98
Viga #14	8.43	5.47	510.00	100.00	210.00	1150.09	1563.53
Viga #15	8.50	5.50	510.00	100.00	210.00	1152.73	1567.56

REVISION DE COLUMNAS POR DISEÑO SISMICO

NIVEL : AZOTEA

Ecuación 16.1 Norma Técnica para diseño y construcción de estructuras de concreto

$$\sum Me > 1.2 \sum Mg$$

donde :

Me: Suma de las resistencias de diseño a flexión de las columnas que llegan al nudo

Mg: Suma de las resistencias de diseño a flexión de las vigas que llegan al nudo

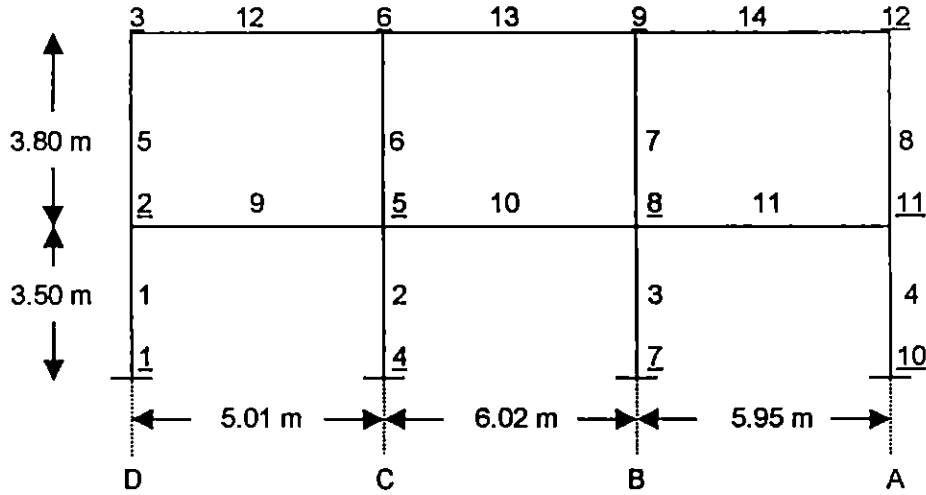
TABLA 3.6

	Pu (g+s)	Pu/bh	Porcentaje de Acero Inicial	Mu inicial	1.2 Mg	Mu final	Mu/bh ² final	Porcentaje de Acero final	As requerido
#	kg	Kg/cm ²	%	kg-cm	kg-cm	kg-cm	kg/cm ²	%	cm ²
1	2695.0	1.68	1.0	652800.0	703109.7	703109.7	10.98	1.10	17.60
2	8780.0	5.49	1.0	720000.0	1735076.5	1735076.5	27.10	3.20	51.20
3	8258.0	5.16	1.0	720000.0	1631011.1	1631011.1	25.50	2.85	45.60
4	3675.0	2.30	1.0	672000.0	703110.0	703110.0	10.98	1.10	17.60
7	14210.0	8.90	1.0	768000.0	2005777.0	2005777.0	31.30	3.50	56.00
12	13090.0	8.18	1.0	768000.0	1815645.6	1815645.6	28.37	3.20	51.20
17	10100.0	6.31	1.0	720000.0	1406220.0	1406220.0	21.97	2.50	40.00

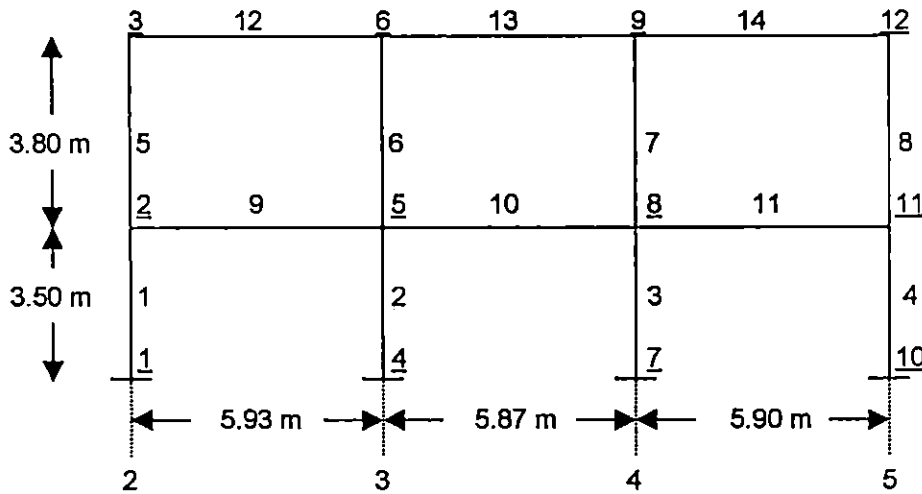
Fig. 3.2 MARCOS DE CALIBRACION

MODELOS A UTILIZAR EN EL PROGRAMA RISA - 2D

MARCO "3"



MARCO "A"



Simbología:

- #: numeración de nudos
- #: numeración de elementos

CAPITULO 4
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 2 NIVELES
APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE,
UTILIZANDO EL PROGRAMA "ETABS"

4.1 DISEÑO DE EDIFICIO UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS

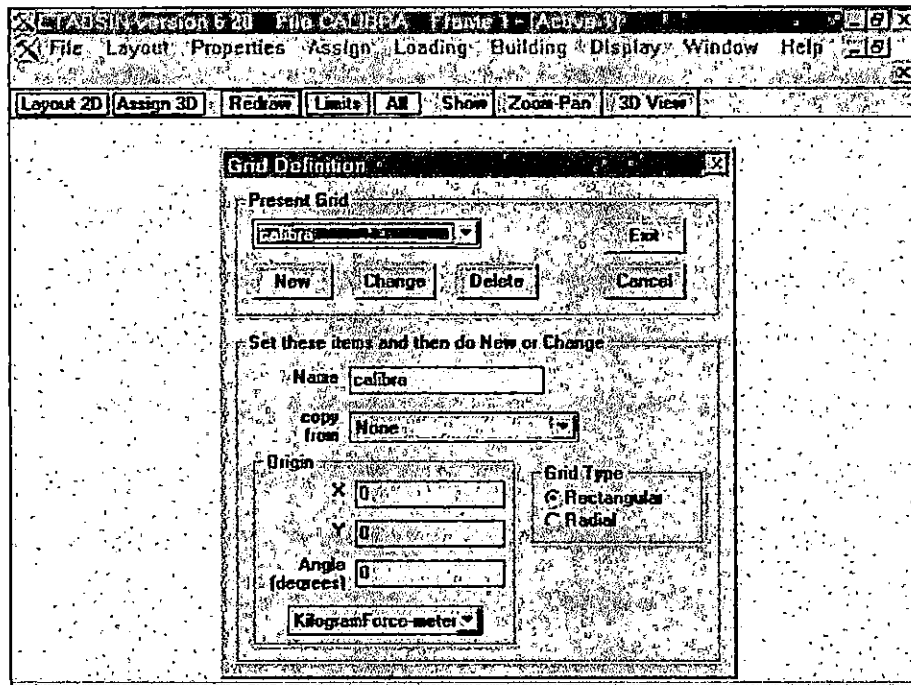
4.1.1 ARCHIVO DE ENTRADA ETABS-IN (ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA)

(PROCEDIMIENTO PARA LA ELABORACION DEL ARCHIVO DE ENTRADA)

1- Menú "LAYOUT"

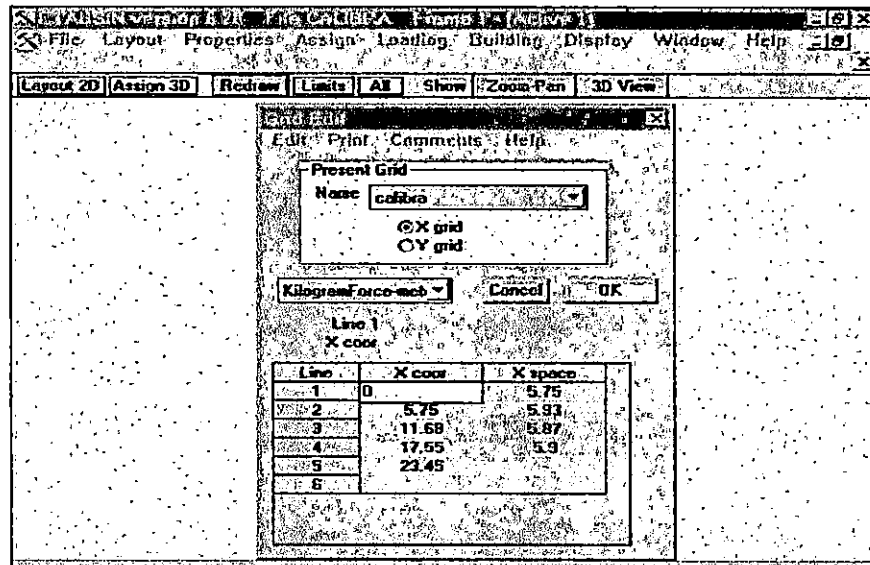
a) GRID DEFINITION:

- Nombre del modelo
- Tipo de planta: rectangular o radial (circular)
- Origen de las coordenadas (X,Y)
- Unidades a utilizar

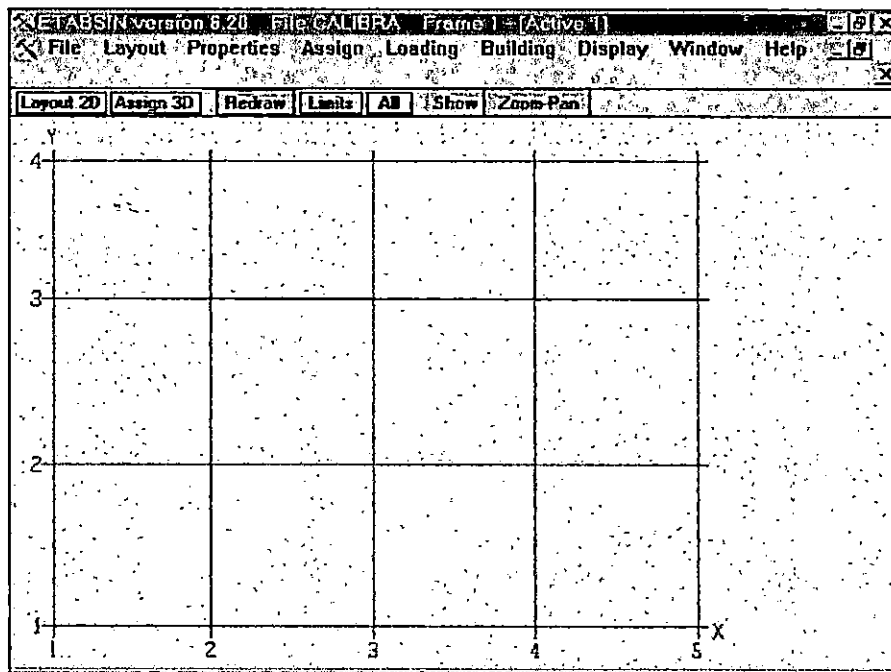


- Al finalizar, se oprime "EXIT".

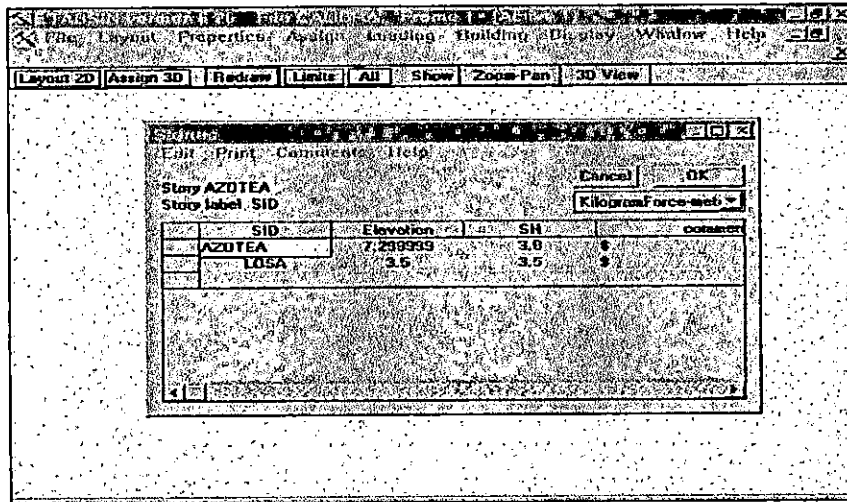
b) GRID EDIT: Coordenadas (X,Y) de los ejes que componen la grid (cuadrícula). Se definen las coordenadas de intersecciones de vigas y columnas en la planta.



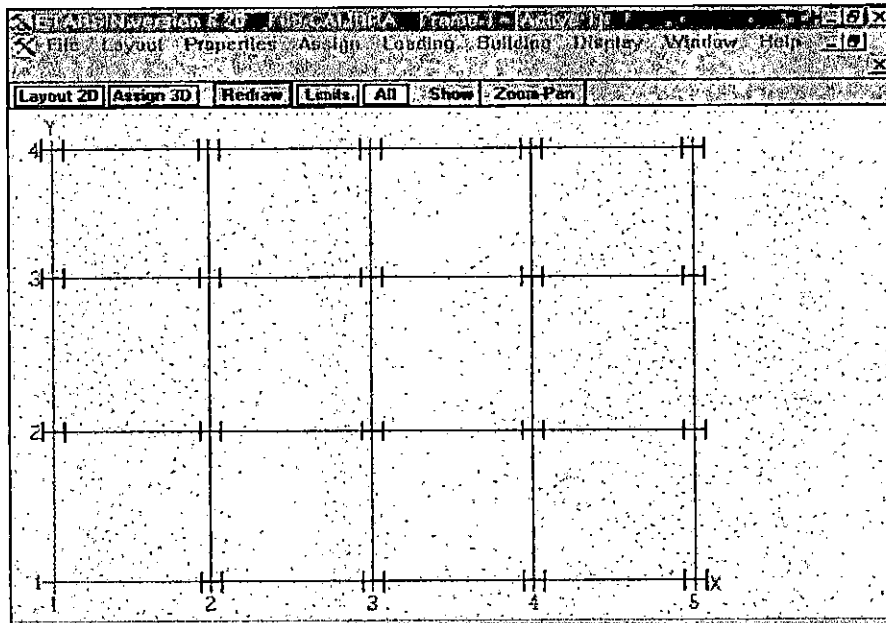
En la pantalla deberá aparecer la planta del edificio a modelar:



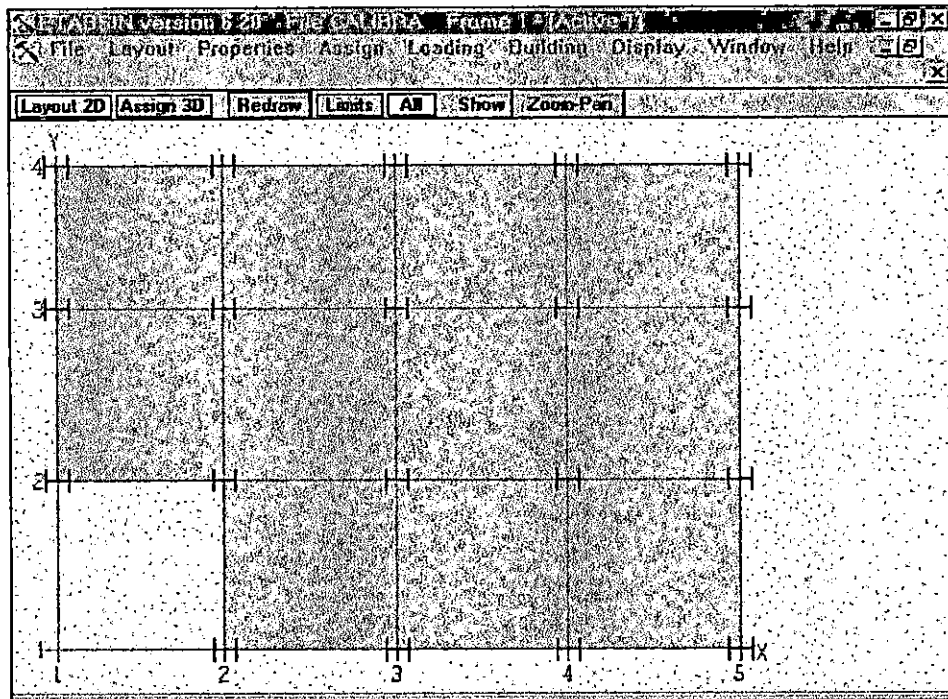
- c) STORIES: Nombre de cada nivel (Ej.: "Azotea", nivel 1, nivel 2, etc.), y su respectiva elevación.



- d) COLUMN LINES (Edición de línea de columna): Coordenadas de intersección de ejes en donde se tendrá una línea de columna.
- e) BEAM BAYS (Edición de línea de viga): Introducir los dos números de líneas de columna que coincidirán con el extremo del "campo" de viga.



- f) FLOOR BAYS: Introducir los cuatro puntos (líneas de columna) que definen un “campo” de losa.



Nota: Se entenderá por “campo”, el espacio en el cual se puede colocar un elemento. Existen diferentes campos (uno para cada elemento): columna, viga, y losa. Las figuras 4.1 y 4.2 ilustran la identificación de campos para los elementos.

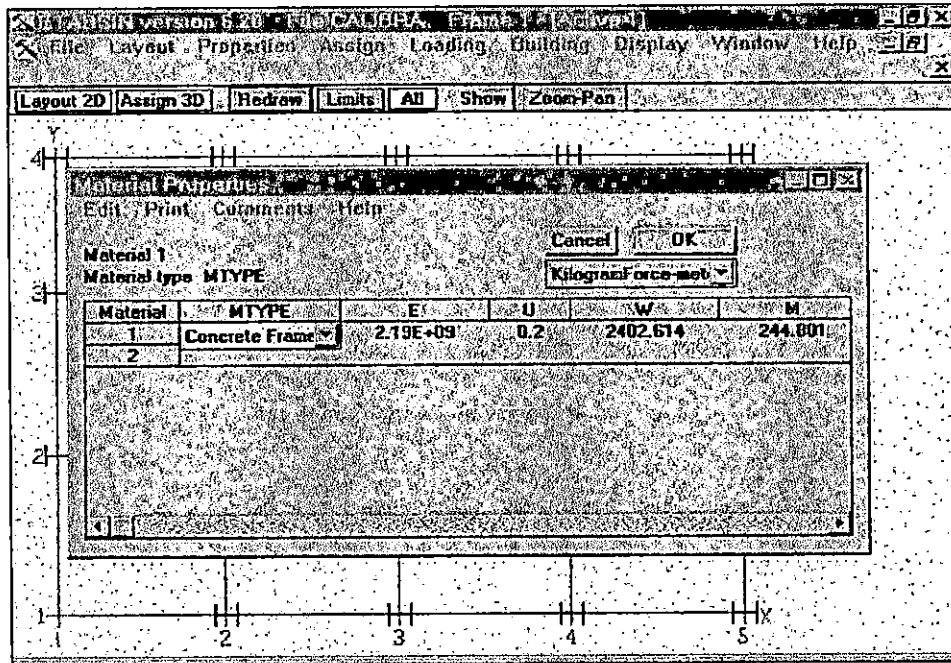
2- PROPERTIES (Propiedades)

a) MATERIALS

- Los tipos de materiales que se utilizarán
- Las propiedades de cada material (Módulo de elasticidad, peso volumétrico, etc.)

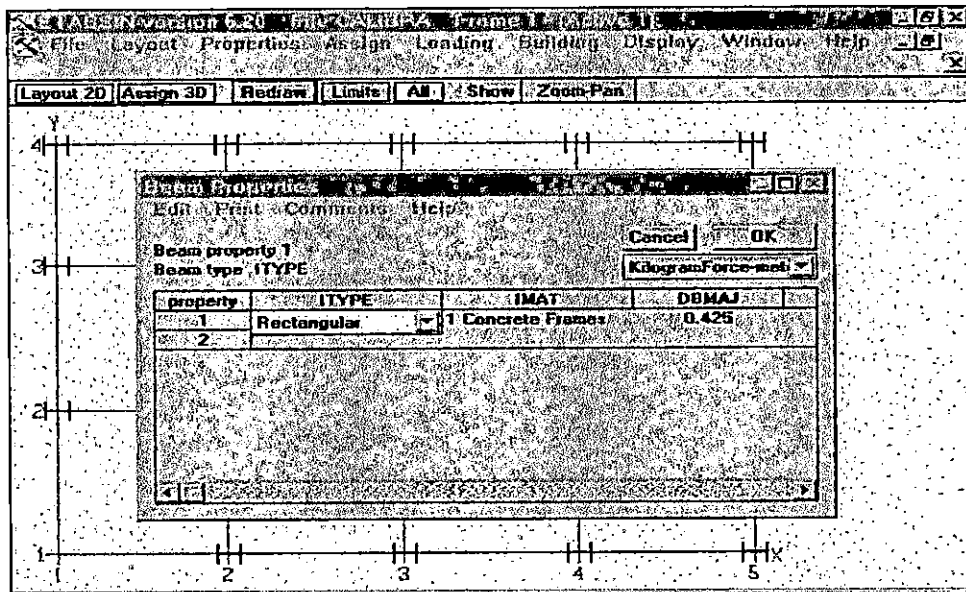
b) COLUMNS (Propiedades de columnas)

- Tipos de secciones (rectangular, circular, etc.)
- Tipo de material de la columna
- Dimensiones de las secciones



c) BEAMS (Propiedades de vigas)

- Tipos de secciones
- Tipo de material de la viga
- Dimensiones de las secciones

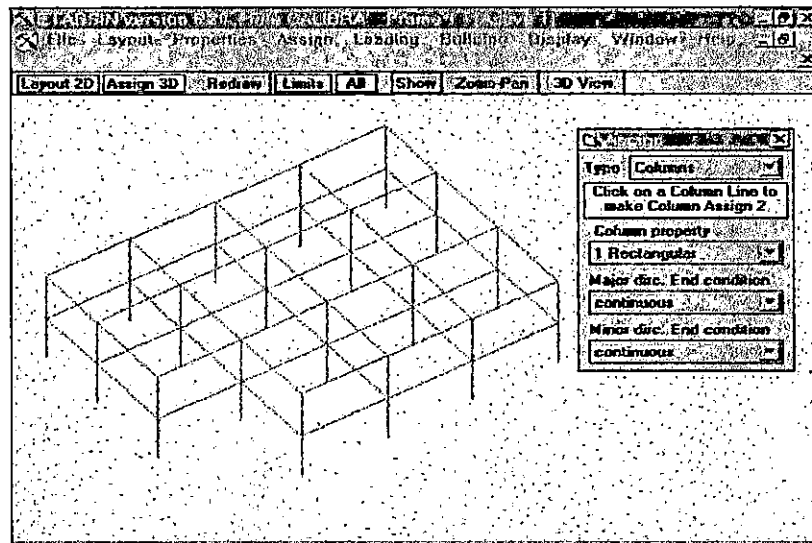


d) FLOORS (Propiedades de las losas)

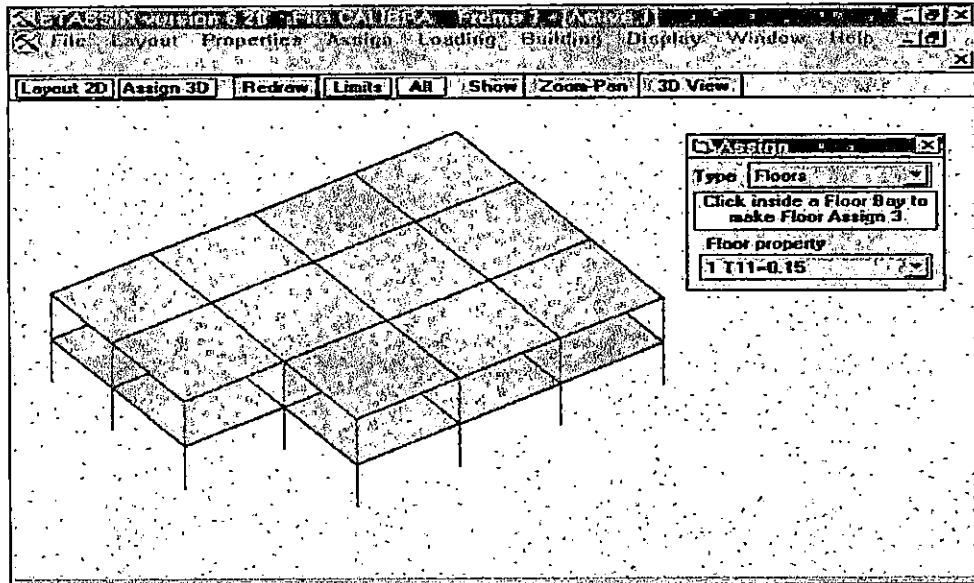
- Tipo de losa
- Material de la losa
- Espesor de losa

3- ASSIGN (Asignación)

- a) COLUMNS (Asignación de columnas): En esta ventana se asigna a un campo de columna previamente definido (edición de columnas), un tipo de sección de columna establecido (propiedades de columnas). Para cada extremo de la columna definida, se asignarán las condiciones de borde (continua o apoyada).



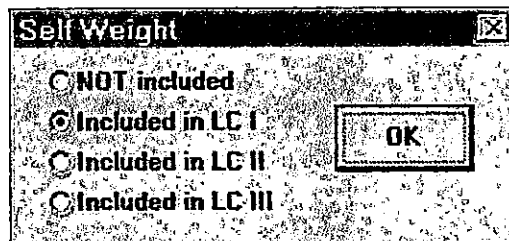
- b) BEAMS (Asignación de vigas): En este paso se asigna un tipo de sección a los campos en los cuales existirá un elemento de viga. Para cada extremo de la viga definida, se asignarán las condiciones de borde (continua o apoyada).
- c) FLOORS (Asignación de losas): Se asigna un tipo de piso a los campos en los cuales existe un tablero de losa.



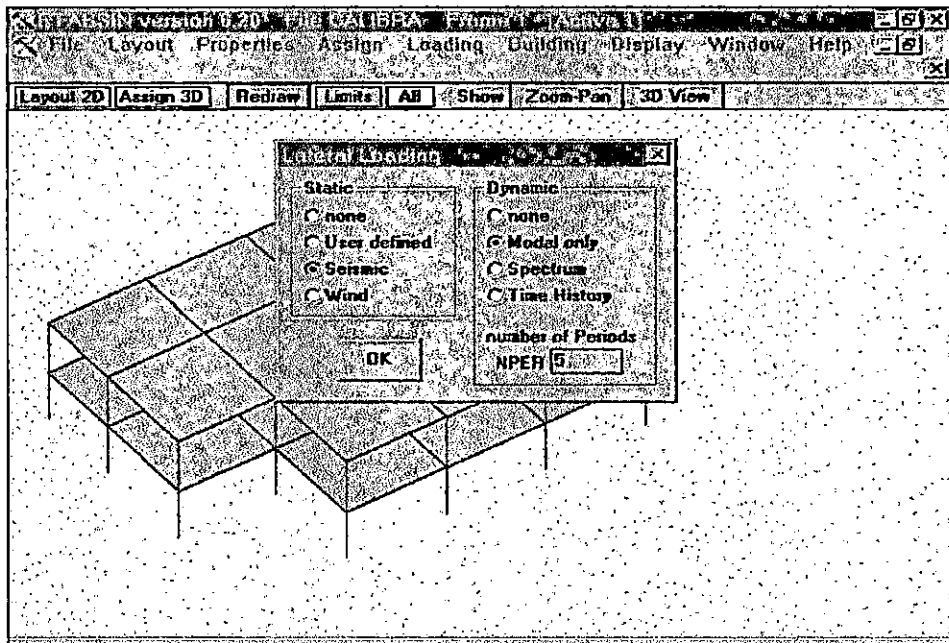
Tanto la asignación de columnas, vigas y losas, se puede realizar desde la pantalla, dando un clic con el ratón en cada elemento, o asignándolas en la caja de dialogo.

4- LOADING (Cargas)

- a) **SELF WEIGHT (Peso propio):** Define si se incluye el peso propio de la estructura, y en cual condición de carga se incluye. En este ejemplo se incluye el peso propio en la carga vertical XI (carga muerta).



- b) **PATTERNS:** Se definen los valores de carga para los elementos, y pueden ser cargas puntuales (sobre nudos o vigas), cargas linealmente distribuidas sobre vigas, y cargas distribuidas sobre losas.
- c) **ASSIGN:** Asignación de cargas establecidas sobre nudos, vigas y losas.
- d) **LATERAL (cargas laterales)**



- e) SEISMIC: Se puede definir un reglamento para diseñar la estructura. Se escoge el UBC 94 (Uniform Building Code), por ser el más aproximado a la (NTDS).

El procedimiento que recomendamos para obtener un factor de equivalencia, que permita que el coeficiente sísmico calculado para el UBC-94 sea igual al que se obtiene según la NTDS, es el siguiente:

- Establecer las ecuaciones para encontrar el coeficiente sísmico de ambos reglamentos:

UBC-94	NTDS
$C_{S_{UBC}} = (1.25 * Z * I * S / R) * (1/T)^{2/3} \quad (4.1)$	$C_{S_{SAL}} = (A * I * Co / R) * (To/T)^{2/3} \quad (4.2)$

donde:

Z, A: factores de zona

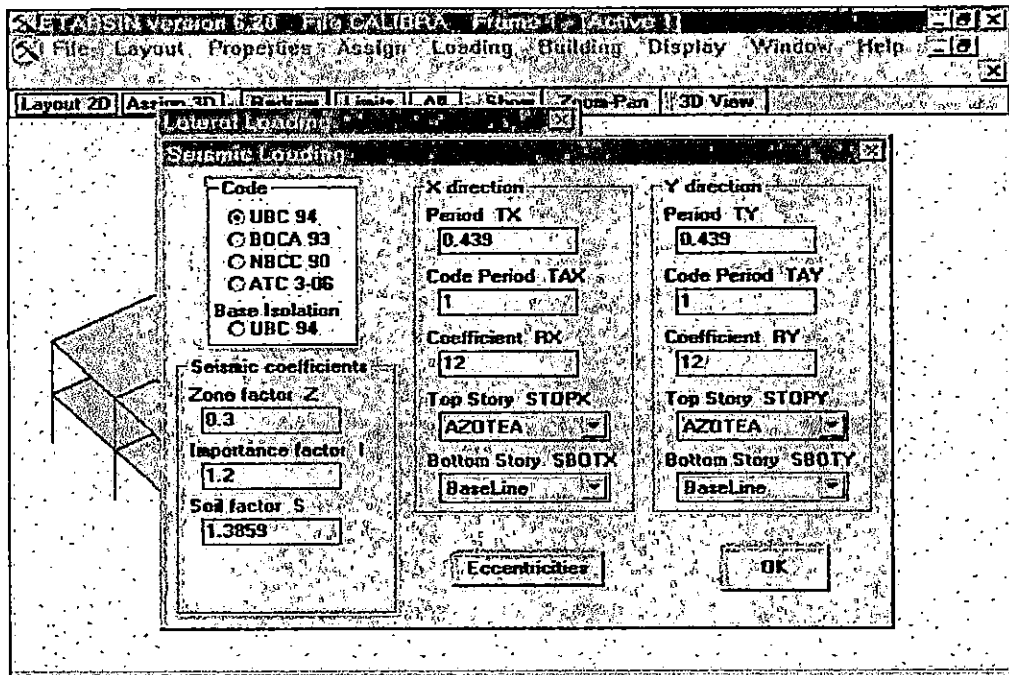
I: factor de importancia

S, Co y To: factores del tipo de suelo

R: factor de modificación de respuesta

T: período fundamental de la estructura

- En la ventana donde se especifica el código a utilizar, se selecciona el correspondiente al UBC-94, se escriben los factores A, I, R y T, tal como los determina la NTDS.



En la casilla del factor S, se escribirá un valor que sirve como factor de equivalencia. Este "S_{EQ}" puede encontrarse al igualar las formulas (4.1) y (4.2):

$$(1.25 \cdot Z \cdot I \cdot S / R) \cdot (1/T)^{2/3} = (A \cdot I \cdot C_o / R) \cdot (T_o/T)^{2/3}$$

simplificando:

$$1.25 \cdot S = T_o^{2/3} \cdot C_o$$

$$S_{EQ} = T_o^{2/3} \cdot C_o / 1.25$$

Se puede observar que este factor "S_{EQ}", depende únicamente de los factores especificados en la NTDS para los distintos perfiles de suelo.

Para nuestro caso, en el que se usa el perfil de suelo tipo 2 se obtiene:

$$S_{EQ} = 0.5^{2/3} \cdot 2.75 / 1.25$$

$$S_{EQ} = 1.386$$

Esta parte es fundamental en obtener un análisis de la estructura según nuestro reglamento de diseño, por lo que los cálculos del cortante basal deben ser verificados en el archivo de salida con extensión *.EKO, del cual tenemos como ejemplo en las paginas 102 y 103.

- **LOAD CASES:** Se definen las distintas combinaciones de carga involucradas en el análisis de la estructura. Los factores X1, X2 y X3 se asignan a cargas verticales, los factores XA, XB y XC se asignan a cargas laterales, y los factores XD1 y XD2 se asignan a cargas dinámicas. Para nuestro ejemplo se han asignado de esta forma:

XI: Factor multiplicador de carga muerta

XII: Factor multiplicador de carga viva máxima

XIII: Factor multiplicador de carga viva instantánea

XA: Factor multiplicador de carga lateral en dirección "X"

XB: Factor multiplicador de carga lateral en dirección "Y"

LOAD CASES

Edit Print Comments Help

Load Case 1

Case 1 vertical static multiplier XI

Case	XI	XII	XIII	XA	XB
1	1.4	1.7	0	0	0
2	1.05	1.275	0	1.4025	0.42075
3	1.05	1.275	0	0.42075	1.4025
4	1.05	1.275	0	-1.4025	-0.42075
5	1.05	1.275	0	-0.42075	1.4025
6					

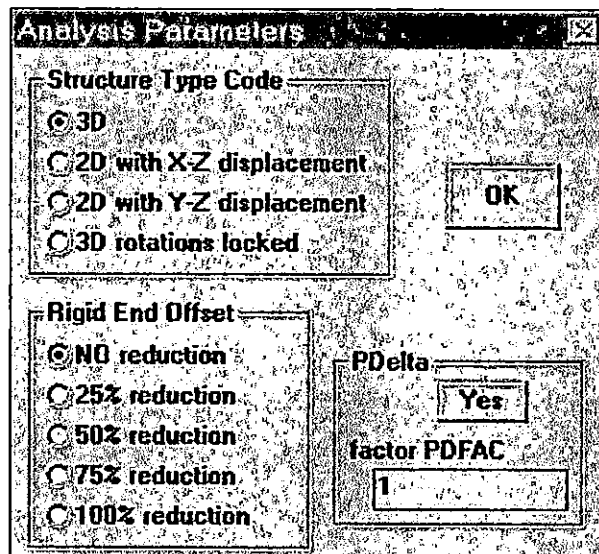
Cancel OK

KilogramForce-met

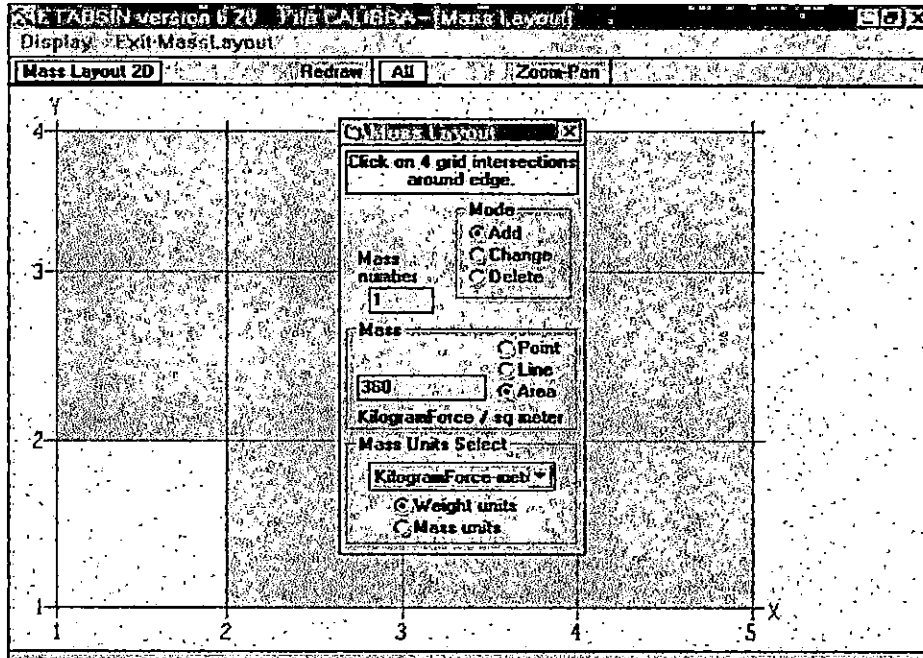
5- BUILDING

a) ANALYSIS PARAMETERS (Parámetros de análisis):

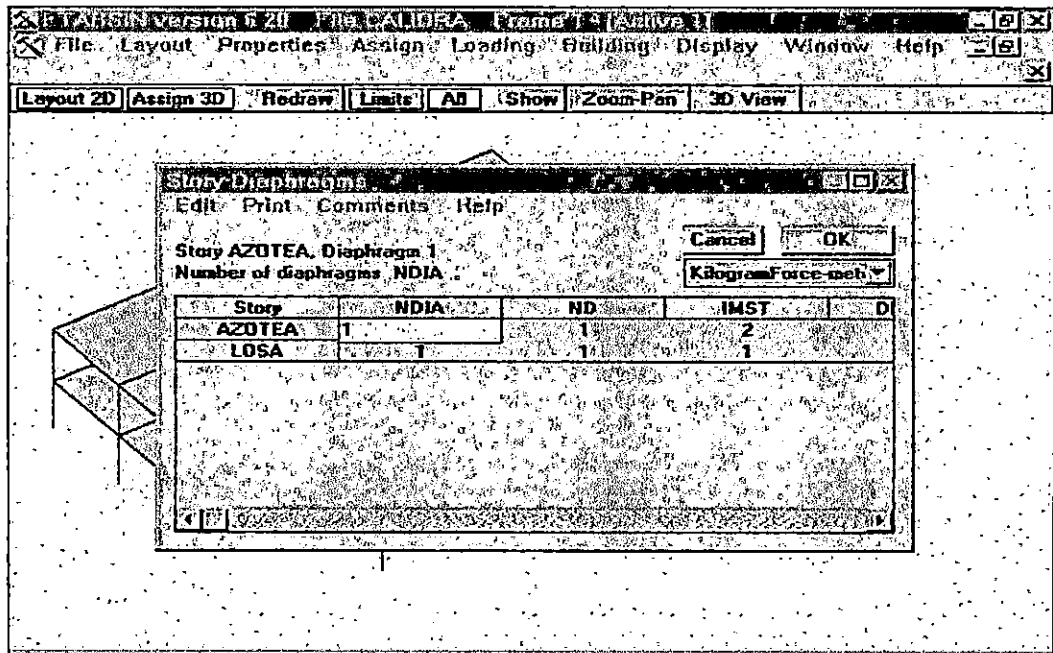
- STRUCTURE TYPE CODE (Código de tipo de estructura): Se define si la estructura será en dos o tres dimensiones.
- RIGID END OFFSET (Zonas rígidas): Se especifica si habrá reducción en la rigidez de los nudos. En nuestro caso se utilizaron nudos completamente rígidos ("NO REDUCTION").
- Además, se especifica si se desea considerar los efectos P-Delta.



- b) MASS LAYOUT: En esta ventana se asigna la masa sísmica que el programa considerará, ya sea en un análisis estático o análisis dinámico. En este ejemplo se incluyen la carga viva instantánea, y cualquier carga muerta que no está incluida en el peso propio de la estructura (Ej. Cargas por impermeabilizante o afinados en losas, y cargas de paredes perimetrales). Se asigna un número de masa, para las cargas diferentes en los niveles del edificio. Así para el entrepiso se tiene la masa número 1, y para la azotea, se asigna la masa número 2. En la ventana siguiente, se muestra la definición del sobrepeso de la losa, en el entrepiso, igual a 360 kg/m^2 .



- c) STORY DIAPHRAGM: En esta ventana se asignan los números de masas definidas en el "mass layout" al nivel correspondiente.



4.1.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de los elementos de concreto se hace por medio del post-procesador CONKER.

Para ello, es necesario elaborar un archivo de entrada, en el cual se especifica el tipo de detallado de la estructura (especial, intermedio, ordinario), las combinaciones de carga con las que se diseñará, el factor de momentos plásticos y también permite tomar en cuenta consideraciones de diseño según el ACI 318-89.

El diseño se limita a las columnas y vigas, proporcionando las áreas de acero necesarias para cada sección, en cada nivel del edificio.

Los datos de entrada y los resultados del diseño utilizando el post-procesador CONKER se muestran en las paginas 104-110.

4.2 COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS Y DISEÑO DEL MODELO DE CALIBRACION: METODO MANUAL Y PROGRAMA ETABS

4.2.1 RESULTADOS MARCO "3"

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTATICO

MOMENTOS DE DISEÑO

La tabla 4.1 muestra las diferencias de los momentos en los extremos de todos los elementos para el marco "3". Para la condición de gravedad, se observan diferencias máximas de 0.89 ton-mt en el extremo inferior de la columna 2 (numeración ETABS) y en el extremo derecho de la viga 17. El momento mayor es calculado en ambos casos por el programa ETABS. (Gráficas 4.1 y 4.2)

Para la condición gravedad + sismo, se observa la máxima diferencia de 1.33 ton-mt en el extremo inferior de la columna 17, siendo mayor el momento calculado por el programa RISA-2D. (Gráficas 4.3 y 4.4)

DESPLAZAMIENTOS

Tomando como muestra los desplazamientos en los nudos del extremo derecho de cada marco (nudo 4, numeración del ETABS, 11 y 12 RISA-2D), se observa que para ambas condiciones de carga (gravedad, gravedad + sismo), los desplazamientos calculados por el programa ETABS en estos nudos, son menores que los obtenidos por el programa RISA-2D.

RESULTADOS DEL DISEÑO

El detalle del acero longitudinal para las vigas que resulta de ambos métodos de diseño, se observa en las figuras 4.1a y 4.1b (las secciones se muestran en la figura 4.3), mientras que las secciones de las columnas 2, 7, 12 y 17 se presentan en la fig.4.4

4.2.2 RESULTADOS MARCO "A"

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTATICO

MOMENTOS DE DISEÑO

En la tabla 4.2 se presenta las diferencias de momentos en ambos extremos de todos los elementos del marco "A". Para la condición de gravedad se observan la diferencia máxima de 0.45 ton-mt para el extremo superior de la columna 4 (primer nivel, numeración ETABS). El momento mayor es el calculado por el programa ETABS.(Gráfica 4.5 y 4.6)

Para la condición gravedad + sismo, se observa la máxima diferencia de 1.17 ton-mt, para el extremo inferior de la columna 1. En este caso el mayor momento es el calculado por el programa RISA-2D.(gráfica 4.7 y 4.8)

DESPLAZAMIENTOS

Para ambas condiciones de carga, se observa que los desplazamientos en los nudos del extremo derecho del marco, calculados por el programa ETABS son menores que los calculados por el programa RISA-2D.

RESULTADOS DEL DISEÑO

El detallado del acero longitudinal para las vigas, del diseño en ambos métodos, se muestran en las figuras 4.2a y 4.2b(las secciones se muestran en la figura 4.3), mientras que las secciones de las columnas 1, 2, 3 y 4 se presentan en la figura 4.4

RESUMEN COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS Y DISEÑO PARA LOS METODOS A Y B

El promedio de diferencias en los momentos de diseño (cargas factoradas), para ambos métodos, se puede resumir en la tabla 4.3 observando diferencias poco significativas en los resultados de cada análisis estático.

TABLA 4.1
COMPARACION DE RESULTADOS

MARCO "3"

MOMENTOS DE DISEÑO

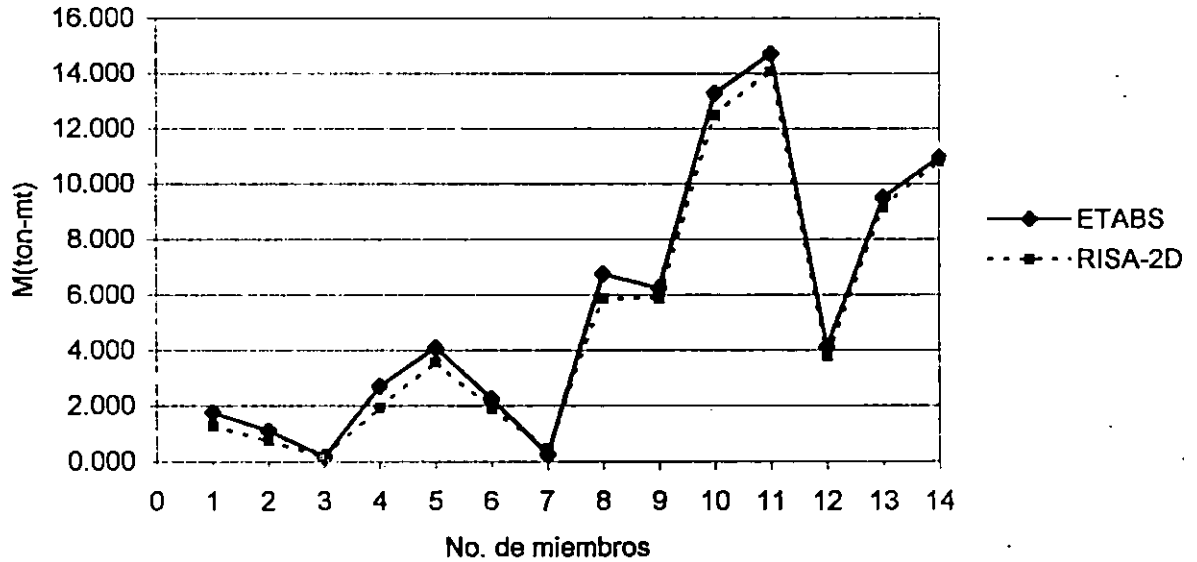
Miembro Etabs	M fact (t-m) Nudo I	M fact (t-m) Nudo j	Miembro Risa-2D	M fact (t-m) Nudo I	M fact (t-m) Nudo J	Diferencia (t-m) Nudo i	Diferencia (t-m) Nudo j
Condición: GRAVEDAD							
col 17 nivel losa	1.760	2.890	col 1	1.270	2.320	0.490	0.570
col 12 nivel losa	1.100	1.700	col 2	0.760	1.300	0.340	0.400
col 7 nivel losa	0.180	0.120	col 3	0.180	0.150	0.000	0.030
col 2 nivel losa	2.700	4.900	col 4	1.920	4.050	0.780	0.850
col 17 nivel azotea	4.080	4.200	col 5	3.560	3.770	0.520	0.430
col 12 nivel azotea	2.260	2.230	col 6	1.890	1.840	0.370	0.390
col 7 nivel azotea	0.260	0.320	col 7	0.470	0.600	0.210	0.280
col 2 nivel azotea	6.750	6.940	col 8	5.860	6.260	0.890	0.680
vig 27 losa	6.240	9.400	vig 9	5.880	9.290	0.360	0.110
vig 22 losa	13.270	14.300	vig 10	12.480	13.450	0.790	0.850
vig 17 losa	14.700	10.800	vig 11	14.070	9.910	0.630	0.890
vig 27 azotea	4.100	7.060	vig 12	3.770	7.300	0.330	0.240
vig 22 azotea	9.500	10.500	vig 13	9.140	10.220	0.360	0.280
vig 17 azotea	10.940	7.100	vig 14	10.820	6.260	0.120	0.840
Condición: GRAV+SISMO							
col 17 nivel losa	5.100	1.300	col 1	6.430	2.530	1.330	1.230
col 12 nivel losa	6.620	3.980	col 2	7.710	5.090	1.090	1.110
col 7 nivel losa	7.120	4.850	col 3	8.010	5.700	0.890	0.850
col 2 nivel losa	8.210	6.760	col 4	8.650	6.980	0.440	0.220
col 17 nivel azotea	0.650	0.320	col 5	0.160	1.180	0.490	0.860
col 12 nivel azotea	2.820	3.730	col 6	3.670	4.660	0.850	0.930
col 7 nivel azotea	3.970	4.860	col 7	4.420	5.330	0.450	0.470
col 2 nivel azotea	7.020	8.320	col 8	6.810	8.340	0.210	0.020
vig 27 losa	2.120	13.200	vig 9	2.690	13.310	0.570	0.110
vig 22 losa	5.260	15.500	vig 10	4.540	15.000	0.720	0.500
vig 17 losa	5.610	14.100	vig 11	4.870	13.780	0.740	0.320
vig 27 azotea	0.850	8.790	vig 12	1.180	8.930	0.330	0.140
vig 22 azotea	4.460	10.600	vig 13	4.270	10.310	0.190	0.290
vig 17 azotea	5.060	8.900	vig 14	4.970	8.340	0.090	0.560

DESPLAZAMIENTOS

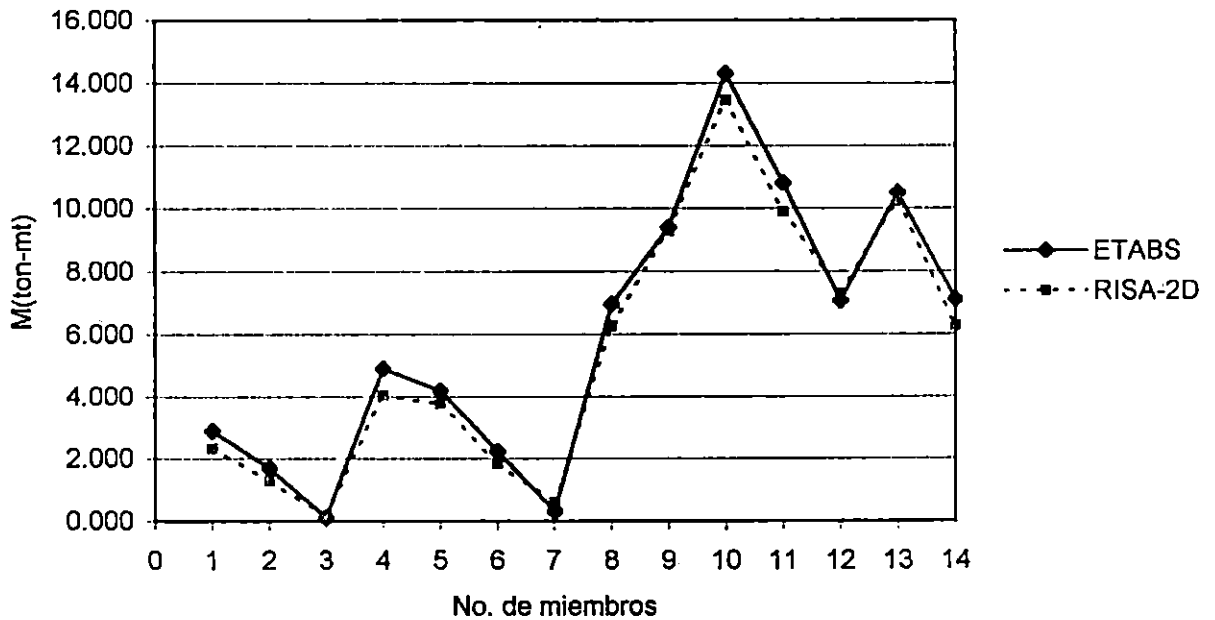
	Nudo Etabs	Cond de carga	x (cms)	Nudo Risa-2d	x (cms)	Diferencia (cm)
Condición: GRAVEDAD	2 nivel losa	1	0.009	11	0.009	0
Condición: GRAVEDAD	2 nivel azotea	1	0.025	12	0.031	0.006
Condición: GRAV + SISMO	2 nivel losa	5	0.358	11	0.452	0.094
Condición: GRAV + SISMO	2 nivel azotea	5	0.755	12	0.963	0.208

Desplazamiento maximo permisible nivel losa: $0.015 \cdot 3.5 \cdot 100 = 5.25$ cms
 Desplazamiento maximo permisible nivel azotea: $0.015 \cdot 3.8 \cdot 100 = 5.70$ cms

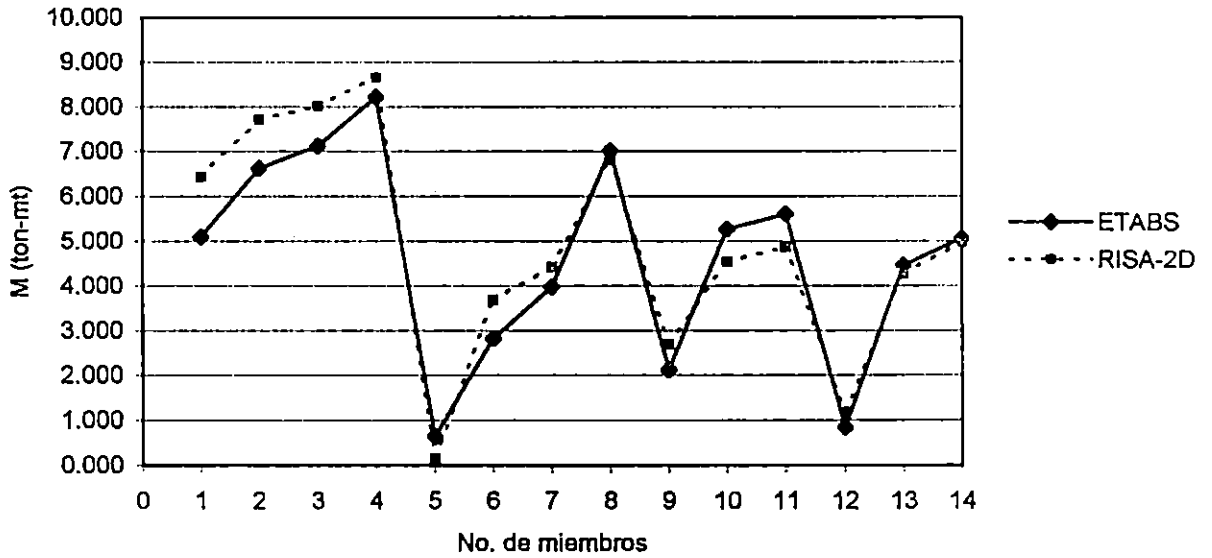
Graf.4.1 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en el nudo i de los miembros del marco "3" (condición de gravedad)



Graf.4.2 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en el nudos j de miembros del marco "3" (condición de gravedad)



Graf.4.3 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA - 2D en el nudo i de los miembros del marcos "3" (condición gravedad + sismo)



Graf.4.4 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en el nudo j de los miembros del marcos "3" (gravedad + sismo)

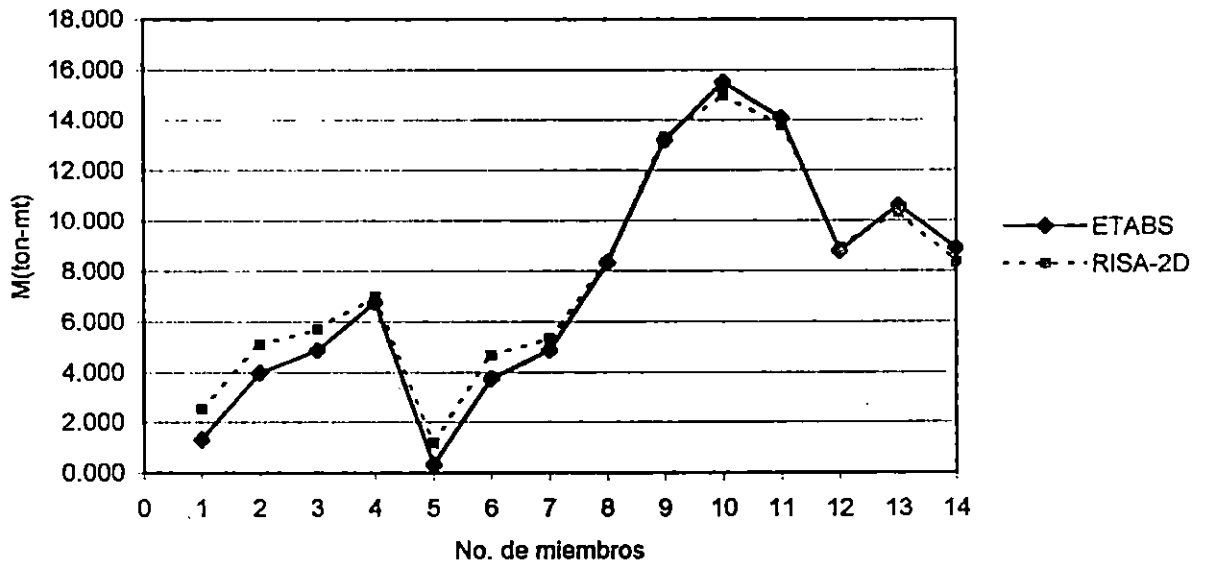


TABLA 4.2

COMPARACION DE RESULTADOS

MARCO "A"

MOMENTOS DE DISEÑO

Miembro Etabs	M fact (t-m) Nudo i	M fact (t-m) Nudo j	Miembro Risa-2D	M fact (t-m) Nudo i	M fact (t-m) Nudo j	Diferencia (t-m) Nudo i	Diferencia (t-m) Nudo j
Condición: GRAVEDAD							
col 1 nivel losa	1.470	2.630	d	1.140	2.280	0.330	0.350
col 2 nivel losa	0.180	0.280	col 2	0.110	0.230	0.070	0.050
col 3 nivel losa	0.070	0.160	col 3	0.090	0.190	0.020	0.030
col 4 nivel losa	1.550	2.690	col 4	1.120	2.240	0.430	0.450
col 1 nivel azotea	3.800	3.950	col 5	3.480	3.810	0.320	0.140
col 2 nivel azotea	0.320	0.381	col 6	0.430	0.540	0.110	0.159
col 3 nivel azotea	0.393	0.436	col 7	0.370	0.480	0.023	0.044
col 4 nivel azotea	3.700	3.900	col 8	3.420	3.750	0.280	0.150
vig 1 losa	5.900	7.700	vig 9	5.760	7.720	0.140	0.020
vig 2 losa	7.090	7.070	vig 10	7.060	7.040	0.030	0.030
vig 3 losa	7.600	5.820	vig 11	7.610	5.670	0.010	0.150
vig 1 azotea	4.050	5.790	vig 12	3.810	6.140	0.240	0.350
vig 2 azotea	5.390	5.330	vig 13	5.600	5.580	0.210	0.250
vig 3 azotea	5.790	3.870	vig 14	6.060	3.750	0.270	0.120
Condición: GRAV+SISMO							
col 1 nivel losa	5.240	1.210	col 1	6.410	2.260	1.170	1.050
col 2 nivel losa	7.590	5.330	col 2	8.320	6.080	0.730	0.750
col 3 nivel losa	7.410	5.200	col 3	8.170	5.780	0.760	0.580
col 4 nivel losa	7.530	5.180	col 4	8.110	5.670	0.580	0.490
col 1 nivel azotea	0.860	0.221	col 5	0.200	0.790	0.660	0.569
col 2 nivel azotea	4.520	5.510	col 6	5.170	6.250	0.650	0.740
col 3 nivel azotea	4.000	4.910	col 7	4.580	5.500	0.580	0.590
col 4 nivel azotea	4.760	6.100	col 8	4.990	6.470	0.230	0.370
vig 1 losa	1.660	11.300	vig 9	2.060	11.470	0.400	0.170
vig 2 losa	0.290	10.330	vig 10	0.220	10.360	0.070	0.030
vig 3 losa	0.130	10.510	vig 11	0.000	10.660	0.130	0.150
vig 1 azotea	0.520	7.500	vig 12	0.790	7.740	0.270	0.240
vig 2 azotea	1.210	6.830	vig 13	1.490	6.900	0.280	0.070
vig 3 azotea	1.160	6.490	vig 14	1.400	6.470	0.240	0.020

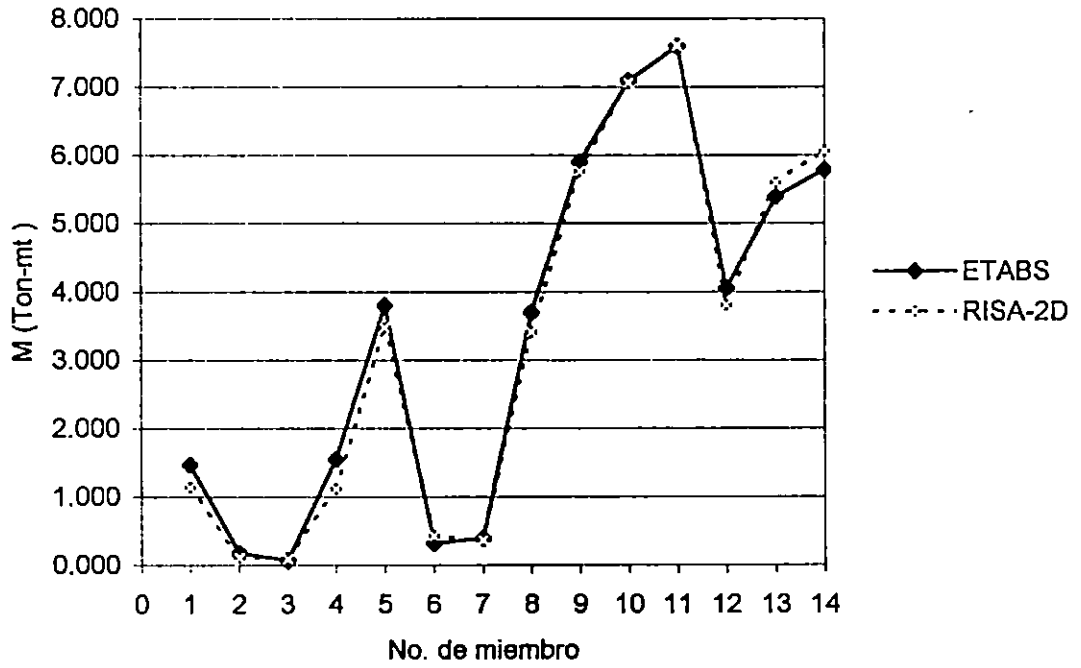
DESPLAZAMIENTOS

	Nudo Etabs	Cond de carga	x (cms)	Nudo Risa-2d	x (cms)	Diferencia (cm)
Condición: GRAVEDAD	4 nivel losa	1	0.002	11	0.009	0.007
Condición: GRAVEDAD	4 nivel azotea	1	0.001	12	0.030	0.029
Condición: GRAV + SISMO	4 nivel losa	2	0.416	11	0.450	0.034
Condición: GRAV + SISMO	4 nivel azotea	2	0.889	12	0.960	0.071

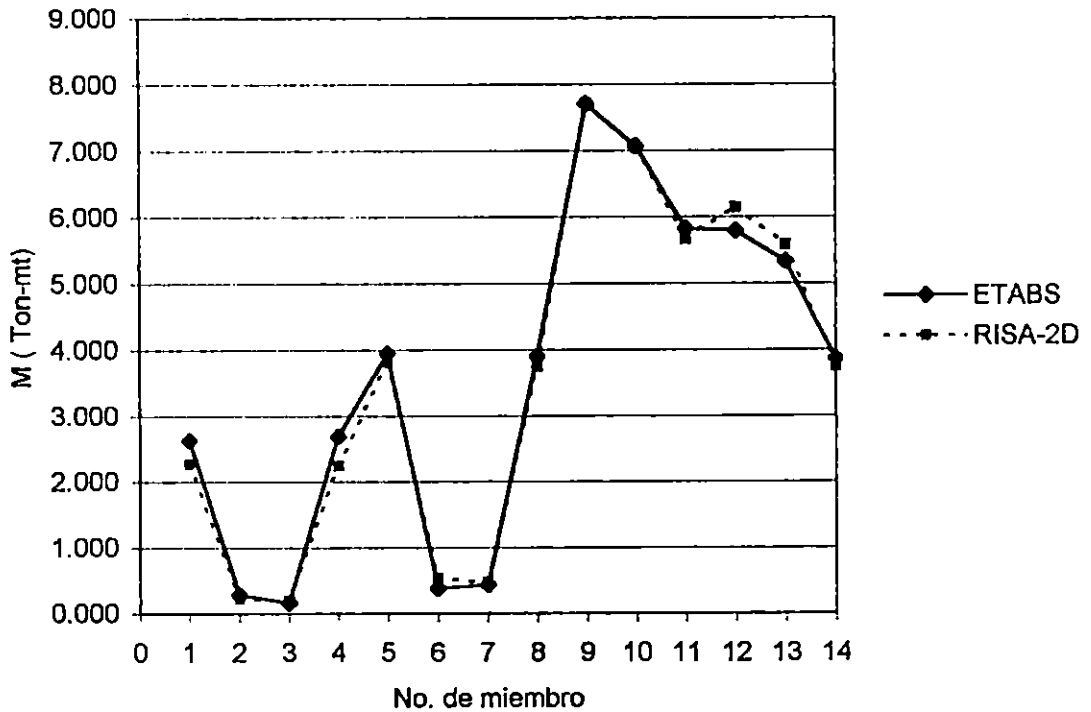
Desplazamiento maximo permisible nivel losa: $0.015 \cdot 3.5 \cdot 100 = 5.25$ cms

Desplazamiento maximo permisible nivel azotea: $0.015 \cdot 3.8 \cdot 100 = 5.70$ cms

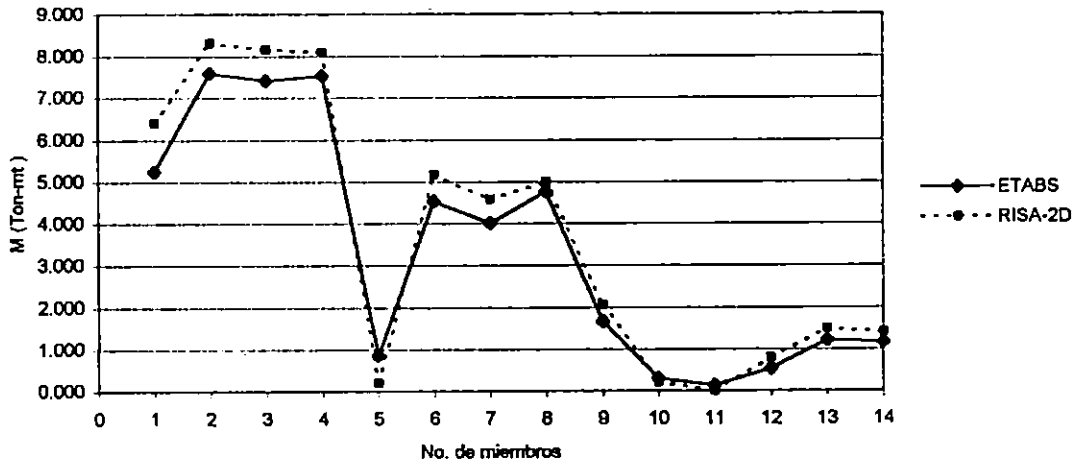
Graf.4.5 Comparación de momentos por ETABS Y RISA-2D en el nudo i de los miembro del marco "A" (condición de gravedad)



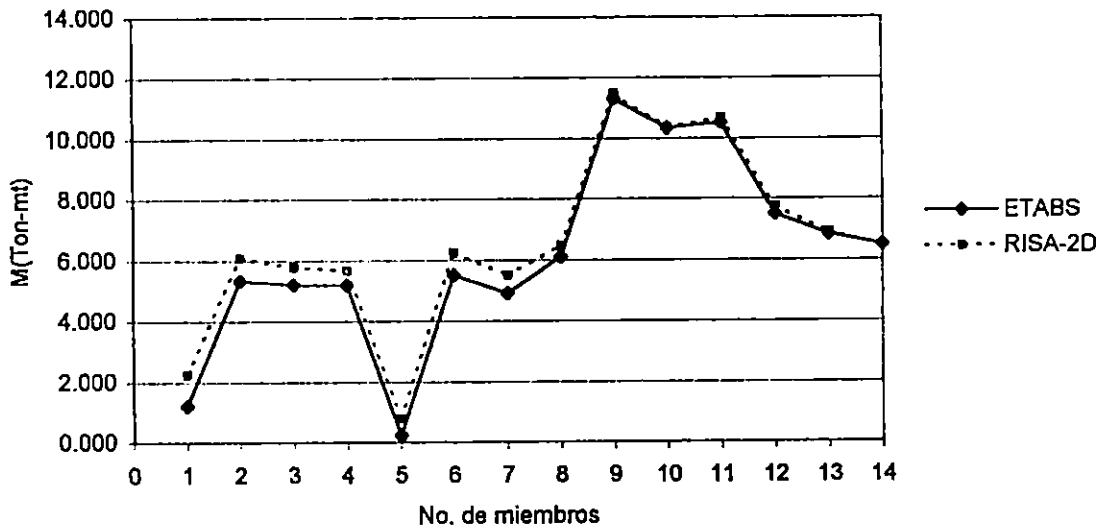
Graf.4.6 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en el nudo j de los miembro del marco "A" (condición de gravedad)



Graf.4.7 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en la nudo i de los miembros del marco "A" (condición de gravedad + sismo)



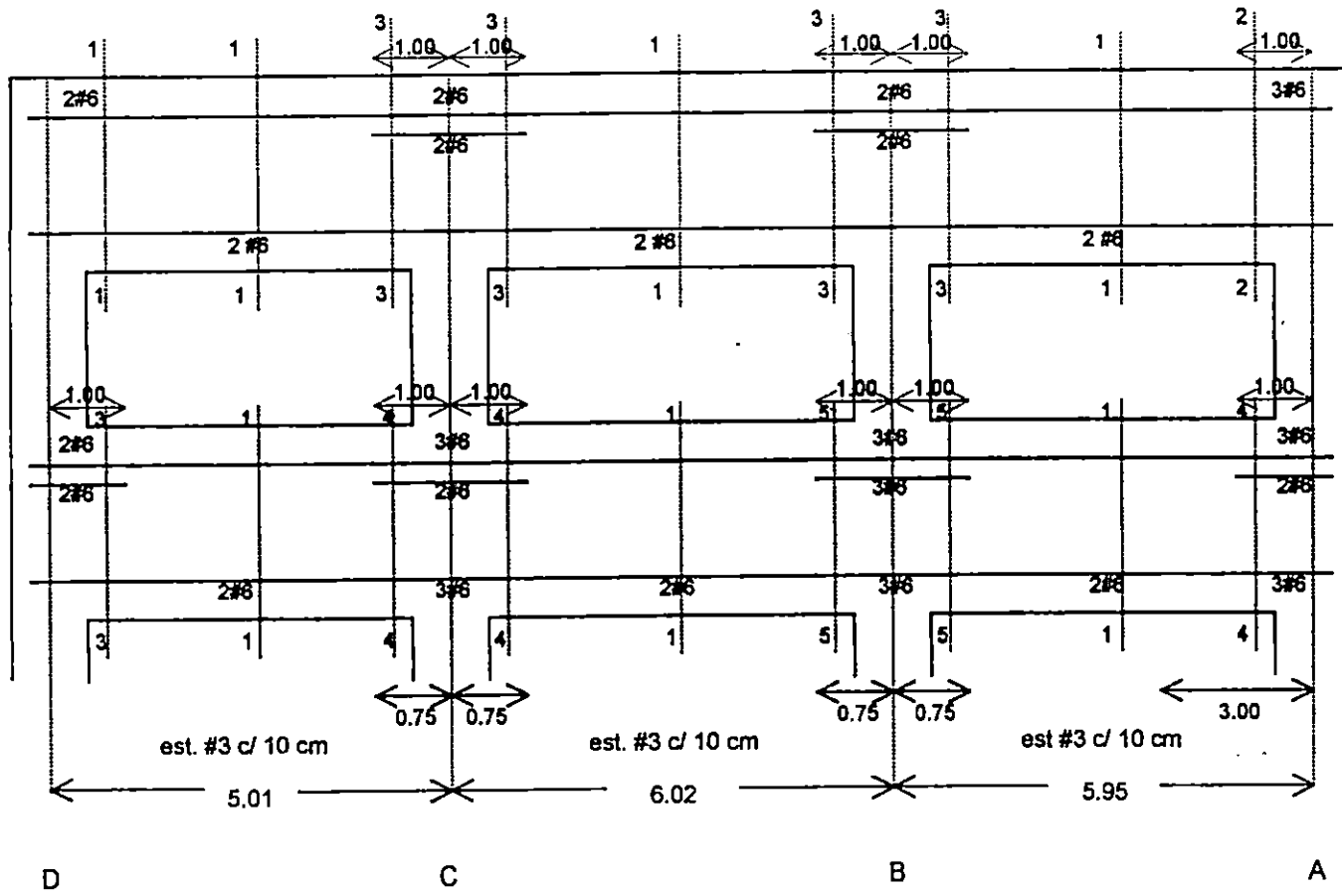
Graf.4.8 Comparación de momentos obtenidos por ETABS Y RISA-2D en el nudo j de los miembros "A" (gravedad + sismo)



MARCO "3"
DISEÑO MANUAL

Figura 4.1 a

Cotas en metros. Sin escala

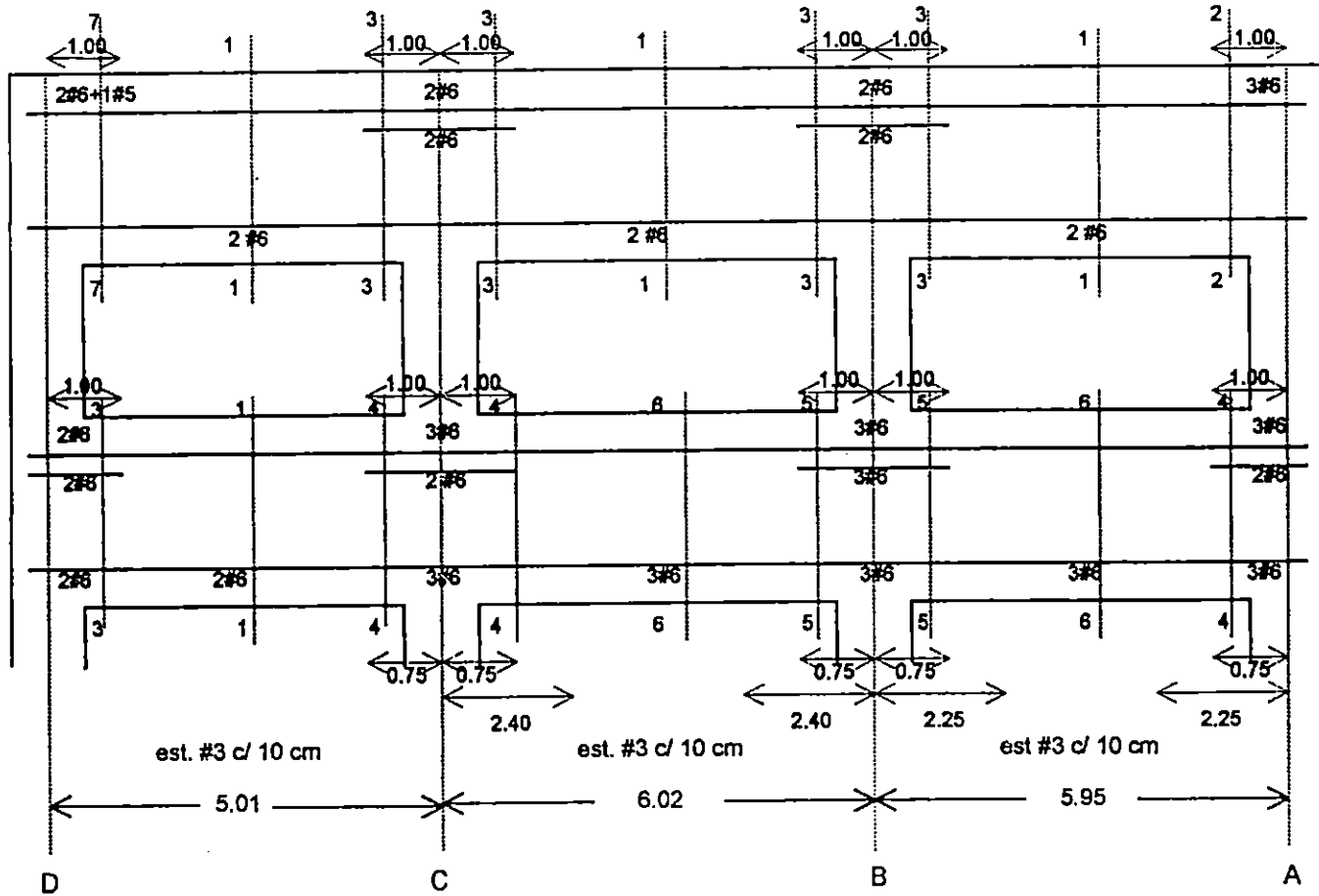


Longitud de ganchos #5: 20 cm
#6: 25 cm
diametro mínimo de doblado: 12 cm

Cotas en metros. Sin escala

MARCO "3"
DISEÑO ETABS

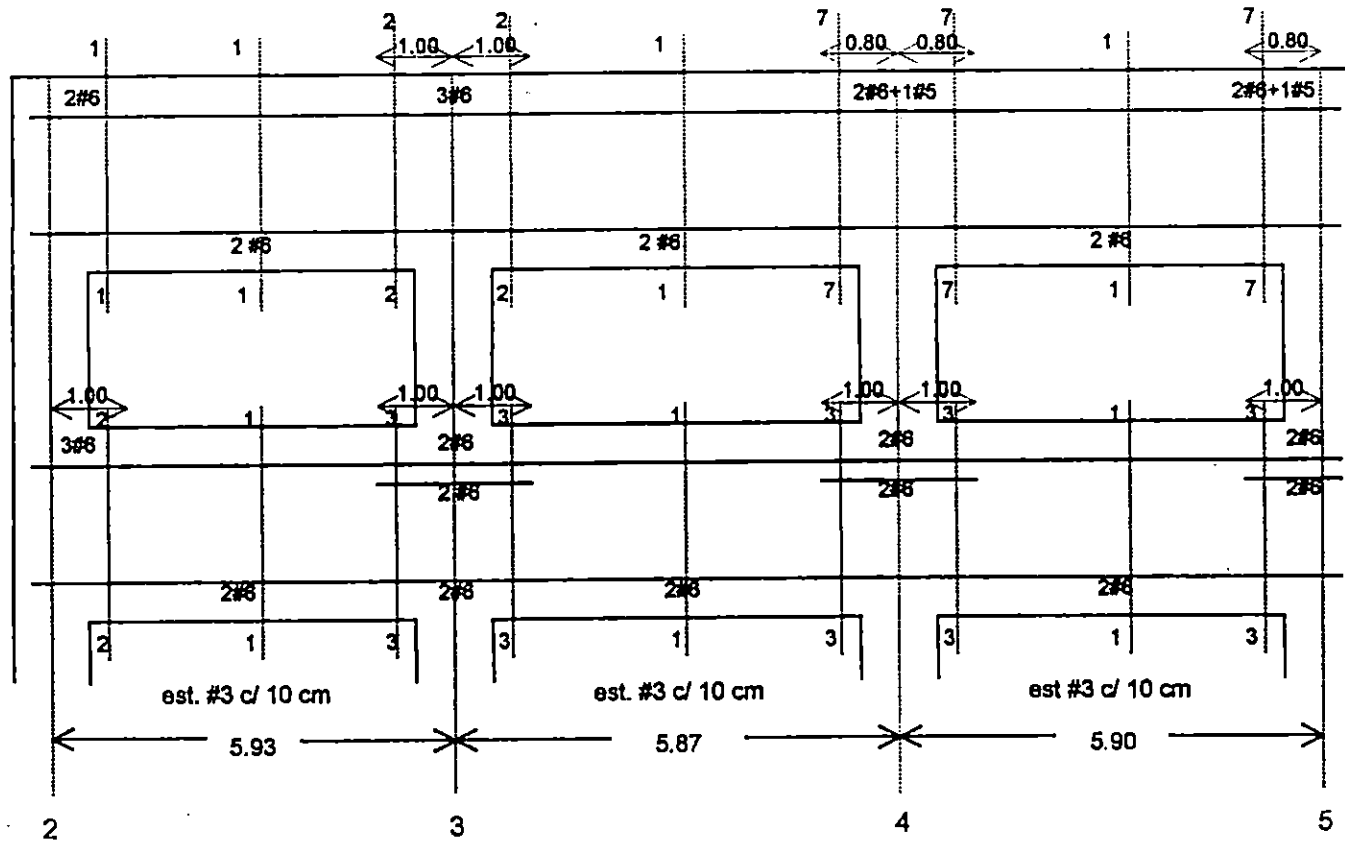
Figura 4.1 b



Longitud de ganchos #5: 20 cm
 #6: 25 cm
 Diámetro mínimo de doblado: 12 cm

MARCO "A"
DISEÑO MANUAL

Figura 4.2a

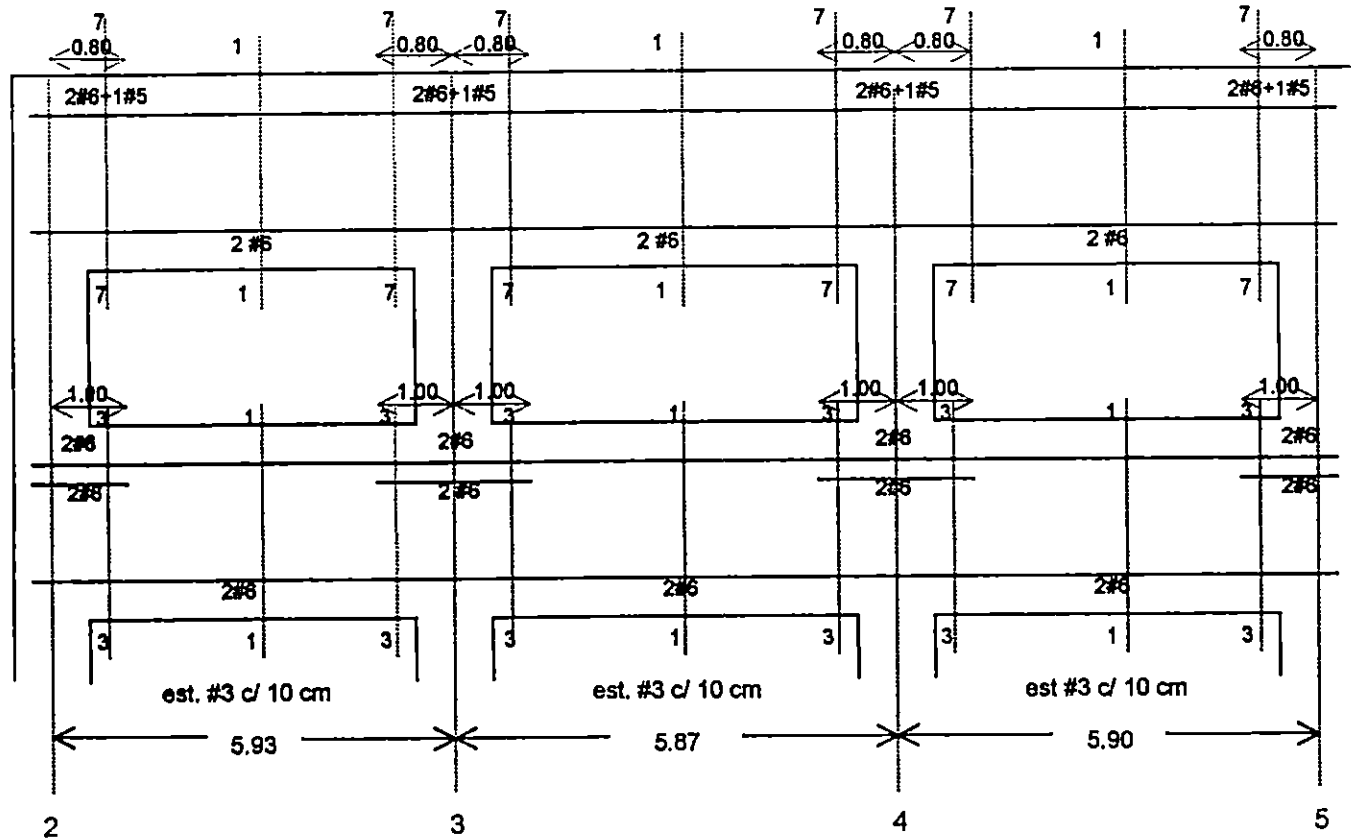


Longitud de ganchos #5: 20 cm
#6: 25 cm
Diámetro mínimo de doblado: 12 cm

Cotas en metros. Sin escala

MARCO "A"
DISEÑO ETABS

Figura 4.2b



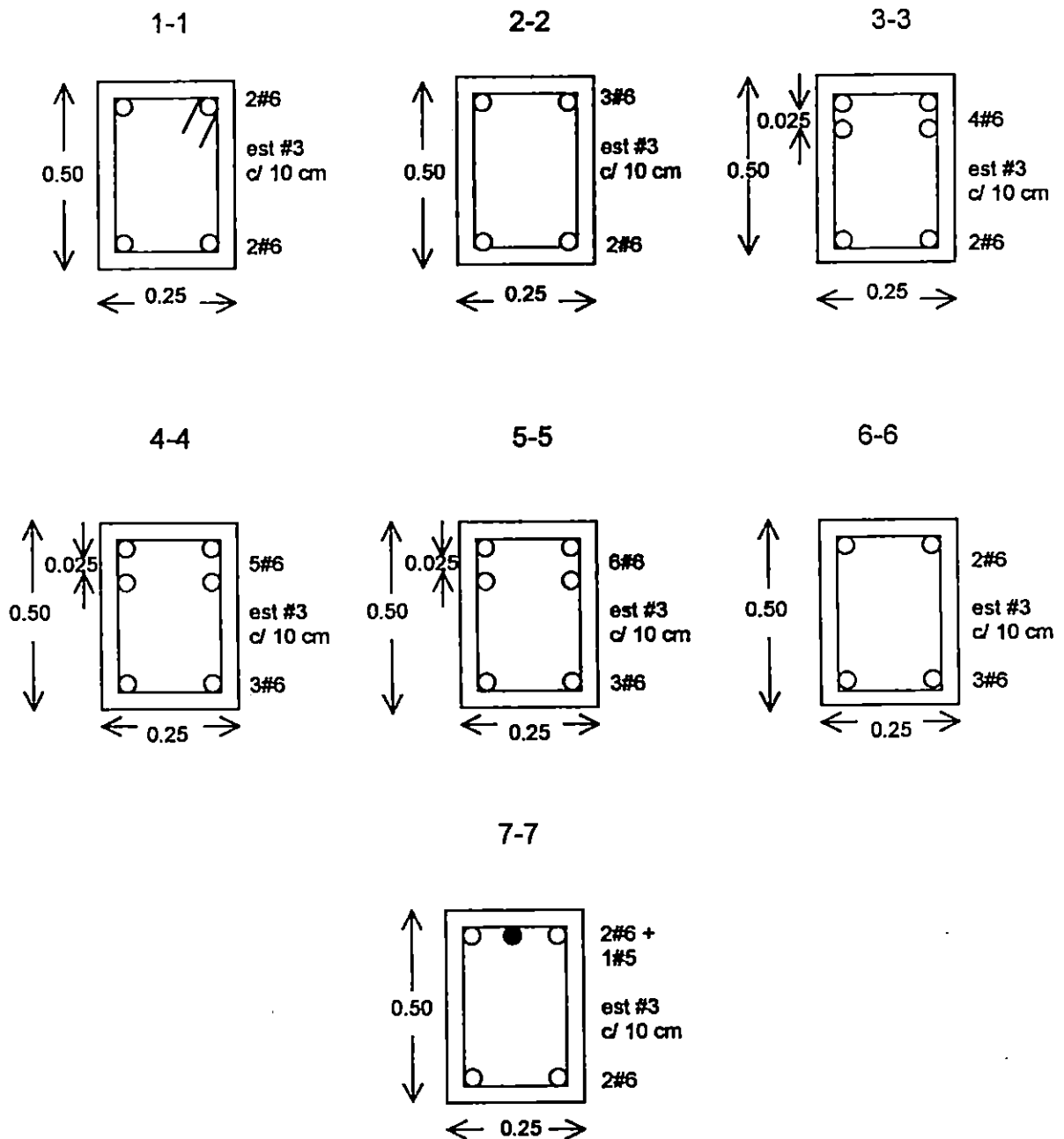
Longitud de ganchos #5: 20 cm
 #6: 25 cm
 Diámetro mínimo de doblado: 12 cm

Cotas en metros. Sin escala

Fig.4.3 SECCIONES DE VIGAS

Recubrimiento: 4 cm

Cotas en mts. Sin escala



Simbología:

○ #6

● #5

Fig. 4.4 MARCO DE CALIBRACION

DETALLE DE COLUMNAS

Sin escala. Cotas en mts.
Recubrimiento: 4 cm

○ No. 8 ⊙ No. 7 ● No. 6

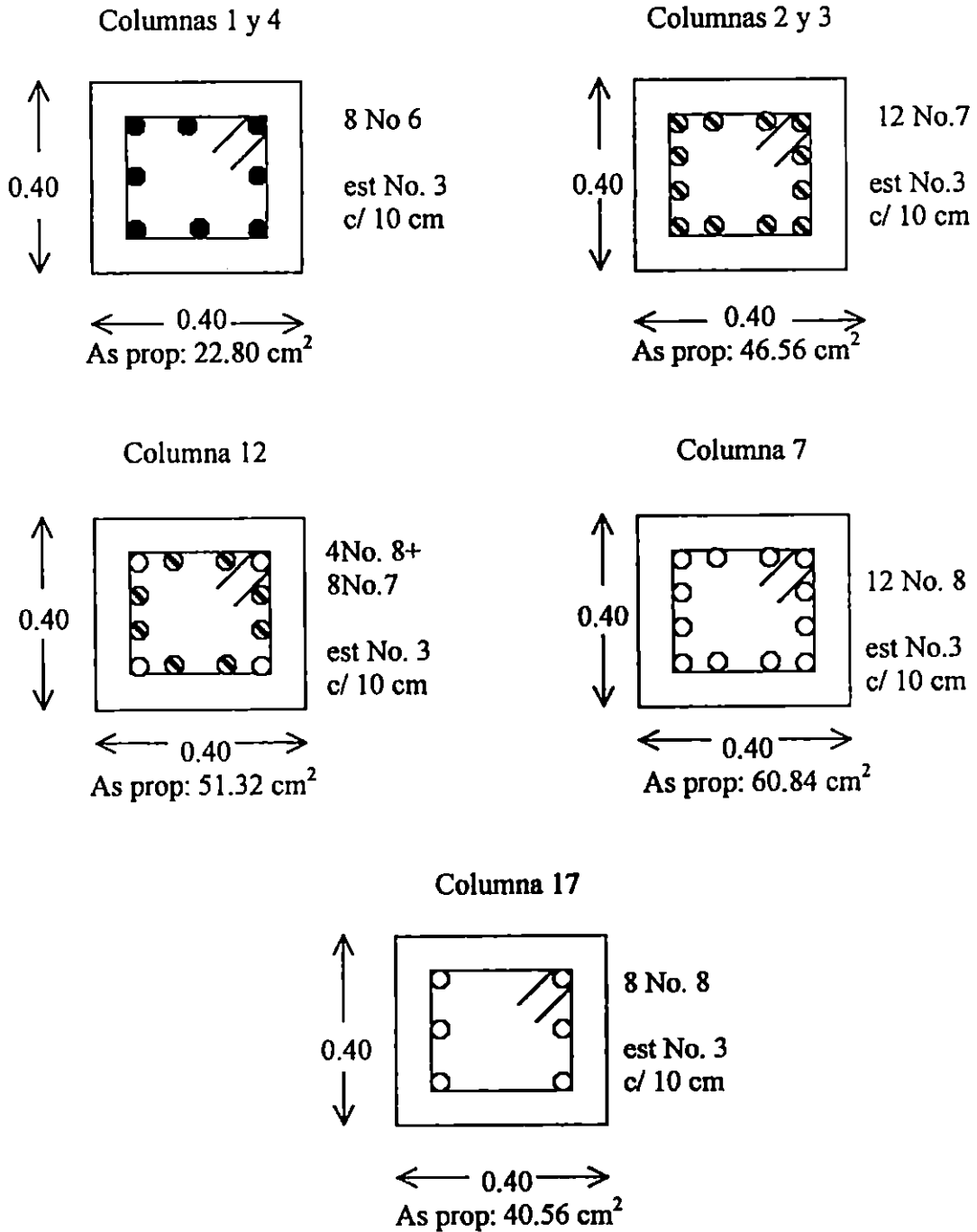


Tabla 4.3

Diferencia promedio entre los momentos de diseño provenientes de los análisis estáticos realizados por los métodos A y B.

	Condición: Gravedad	Condición: G + S
Marco A	0.17 ton-mt	0.31 ton-mt
Marco 3	0.46 ton-mt	0.57 ton-mt

Un resumen de las diferencias de acero requerido en las vigas para método, se muestra en la tabla 4.4a y 4.4b. En el caso de las columnas, los porcentajes de acero proporcionado resultan iguales para ambos métodos de diseño.

COMPARACION DE ACEROS REQUERIDOS EN LAS VIGAS

MARCO "A"

TABLA 4.4a

NIVEL	ELEMENTOS	ACERO REQUERIDO (CONKER)			ACERO REQUERIDO (Método manual)			DIFERENCIA (CM2)		
		As (-) izq	As (+) cent	As (-) der	As (-) izq	As (+) cent	As (-) der	As (-) izq	As (+) cent	As (-) der
LOSA	ETABS VIG 1	10.00	5.70	10.77	8.58	5.70	11.90	1.42	0.00	1.13
LOSA	VIG 2	10.77	5.70	10.73	11.90	5.70	10.71	1.13	0.00	0.02
LOSA	VIG 3	10.73	5.70	9.95	10.71	5.70	10.62	0.02	0.00	0.67
AZOTEA	VIG 1	6.07	5.70	6.95	5.70	5.70	8.33	0.37	0.00	1.38
AZOTEA	VIG 2	6.95	5.70	6.98	8.33	5.70	7.45	1.38	0.00	0.49
AZOTEA	VIG 3	6.98	5.70	5.97	7.45	5.70	6.39	0.49	0.00	0.42

MARCO "B"

TABLA 4.4b

NIVEL	ELEMENTOS	ACERO REQUERIDO (CONKER)			ACERO REQUERIDO (Método manual)			DIFERENCIA (CM2)		
		As (-) izq	As (+) cent	As (-) der	As (-) izq	As (+) cent	As (-) der	As (-) izq	As (+) cent	As (-) der
LOSA	ETABS VIG 27	10.98	5.70	14.36	9.30	5.70	13.05	1.66	0	1.31
LOSA	VIG 22	14.36	7.83	16.49	13.05	5.70	15.30	1.31	2.13	1.19
LOSA	VIG 17	16.49	8.04	13.79	15.30	6.51	13.46	1.19	1.53	0.33
AZOTEA	VIG 27	6.49	5.70	9.24	5.70	5.70	8.98	0.79	0	0.26
AZOTEA	VIG 22	9.24	5.70	10.82	8.98	5.70	10.73	0.26	0	0.09
AZOTEA	VIG 17	10.82	5.70	8.31	10.73	5.70	7.90	0.09	0	0.41

CAPITULO 5
ESTUDIO DE LA TEORIA GENERAL DEL DISEÑO
SISMICO Y LOS METODOS DE ANALISIS NO- LINEAL

5.1 DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

5.1.1 EL PROBLEMA BÁSICO

El problema del diseño de edificios de concreto reforzado resistentes a terremotos, al igual que el diseño de estructuras para otras condiciones de carga, es básicamente el de definir anticipadamente, las fuerzas y/o deformaciones en un diseño preliminar, y proveer para éstas, las dimensiones y detallados de los miembros estructurales y sus conexiones²¹. El proceso consiste en determinar las demandas esperadas (fuerzas y desplazamientos), y proveer la capacidad necesaria (dimensiones y detallados) para satisfacer éstas demandas en una estructura específica.

En el diseño sismo-resistente, el problema se complica debido a la incertidumbre que rodea la estimación de las cargas de diseño apropiadas. Sin embargo, la información acumulada durante los últimos años, a partir de estudios analíticos y experimentales, así como de evaluaciones del comportamiento de estructuras durante sismos recientes, han proveído una base fuerte para tratar este problema particular de una manera más racional.

La atención en el diseño sísmico generalmente se centrará en aquellas áreas de la estructura, en las cuales el análisis y la experiencia indican que son, o más probablemente serán, sujetas de las más severas demandas. Son éstas regiones, cuya falla puede afectar la integridad y estabilidad de la estructura, sobre las cuales se debe enfatizar con especial interés.

5.1.2 EL PROCESO DE DISEÑO

Comienza con la identificación de una necesidad, la cual debe ser satisfecha, y que requiere de algún tipo de construcción. Además incluye un estudio socioeconómico, el cual muestra su rentabilidad.

El lugar donde se construirá el edificio generalmente no es discutido, aunque sea una área de alto riesgo sísmico.

El siguiente paso consiste en hacer un pre-diseño arquitectónico, el cual debe considerar aspectos funcionales y económicos.

Al escoger un sistema estructural resistente a terremotos, se deben de considerar cuidadosamente las configuraciones horizontales y verticales del edificio, así como la distribución de masas y rigideces en su altura.

Algunas de las reglas más importantes son las siguientes:

- Configuraciones horizontales simples, tales como rectángulos, son deseables para evitar concentraciones de fuerzas en áreas específicas, y alcanzar un servicio adecuado de la estructura.
- Los centros de rigidez de los diferentes entrepisos deben estar cerca de los centros de masas, para minimizar las deformaciones y esfuerzos producidos por los efectos torsionales.
- Las masas de los niveles y las rigideces de los entrepisos deben ser distribuidas uniformemente desde la base hasta el techo del edificio. Cambios súbitos entre pisos consecutivos deben ser evitados, debido a que tienden a producir deflexiones muy grandes en algunos niveles, y a concentrar de éstos las demandas de ductilidad, las cuales pueden llegar a ser excesivas.
- El diseño debe ser hecho de modo que las columnas sean más fuertes que las vigas adyacentes, debido a que la deformación inelástica es mayor en las vigas, las cuales tienen fuerzas axiales mínimas, y además, una falla en una columna es más crítica que una falla de viga.
- Rutas continuas y simples se deben proporcionar desde los lugares donde las acciones sísmicas se aplican a las fundaciones. Es conveniente tener estructuras altamente

redundantes, para tener varias rutas de carga posible. De esta forma, la seguridad estructural no dependerá de unos cuantos elementos estructurales.

En esta parte se selecciona el material más conveniente, se escoge el sistema estructural, y las mejores posiciones para vigas, columnas, paredes de corte y arriostramiento lateral, tomando en cuenta las restricciones impuestas por el proyecto arquitectónico. La meta es obtener una estructura capaz de resistir acciones dinámicas, sin deterioro, ya que éste disminuirá su resistencia para terremotos futuros. Se distribuyen elementos con adecuada rigidez y resistencia de modo de eliminar torsión excesiva, y alcanzar un adecuado balance entre resistencia y rigidez. Además se escoge el mecanismo de absorción de energía, como la capacidad de la estructura de proporcionar una respuesta inelástica adecuada durante terremotos fuertes.

Los diseños preliminares no se deben limitar a la superestructura; deben incluir las fundaciones. El tipo y características de las fundaciones serán determinados, en buena medida, por decisiones arquitectónicas, las cuales dictarán como y donde las cargas de la superestructura serán transmitidas a la fundación.

De entre todos los diseños preliminares, se escoge el mejor. Este, al ser desarrollado con el nivel necesario de detalle, se convierte en el proyecto final.

A continuación, las acciones que la estructura deberá resistir son determinadas. Las cargas vivas solamente dependen del uso a que el edificio será destinado. Los incrementos en estas cargas, intencionales o no, o por cambios de uso, son más importantes en edificios construidos en zonas sísmicas, ya que no sólo aumentan las cargas verticales, sino también las acciones sísmicas. Las cargas muertas dependen de las propiedades del edificio, entre ellas el peso propio de la estructura. Su determinación es indiferente de la zona donde se construya la estructura.

Una vez se han determinado las cargas, el análisis estructural es usado para conocer sus efectos en la estructuras. Debido a su gran complejidad, la mayoría de edificios son simplificados para ser analizados; no el edificio real, sino un modelo del mismo, es analizado.

La selección del modelo satisfactorio, que incluirá las características más significantes del edificio es fundamental. El método más exacto, mas refinado y más elegante matemáticamente, será inútil si el modelo no representa adecuadamente el edificio real, o si no es construido para comportarse como se supone. El acuerdo entre el modelo y el edificio real es mucho más importante y difícil de alcanzar, en análisis sísmicos, comparado con análisis de cargas verticales, debido a fenómenos como la interacción de elementos estructurales y no estructurales, la relación entre resistencia, rigidez y ductilidad, la configuración espacial del edificio y el comportamiento de la junta de las fundaciones y la superestructura.

Los resultados del análisis son los momentos flectores y torsionales, y las fuerzas axiales y de corte, las cuales deben ser resistidas por cada uno de los miembros que componen la estructura. El diseño consiste en determinar sus dimensiones de tal forma que se obtenga una adecuada resistencia y una condición de servicio satisfactoria. Si una de estas metas no se alcanza, puede ser necesario hacer un nuevo análisis, con las dimensiones de los elementos modificadas.

El comportamiento sísmico adecuado demanda un diseño más cuidadoso que el requerido para cargas gravitatorias, ya que debe permitir anticipar las posibles formas de falla, y evitar fenómenos que causen bajas considerables en la resistencia o en la capacidad de energía.

Algunas veces, debido a los resultados del diseño, es necesario modificar el proyecto arquitectónico, y en consecuencia, hacer un nuevo análisis y un nuevo diseño.

El proceso finaliza con la formulación de documentos, planos y especificaciones necesarias para transmitir los resultados al constructor.

El proceso de construcción también demanda un gran cuidado, especialmente en los detalles, de los cuales depende la sobrevivencia de las estructuras durante fuertes terremotos.

5.1.3 DISEÑO EN LOS CODIGOS SISMICOS

Durante un sismo ocurren en forma aleatoria movimientos del terreno en todas direcciones. Las mediciones de las aceleraciones horizontales del terreno, en función del tiempo, han indicado que las aceleraciones del terreno pueden ser considerables.

Cuando durante un sismo, una estructura es sujeta a los movimientos del terreno, ésta responde de manera vibratoria. Cuando la estructura se comporta elásticamente, la aceleración máxima de respuesta depende del período natural de vibración de la estructura y de la magnitud de amortiguamiento presente, el cual se expresa como porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico. Un aumento en la amortiguación siempre produce una disminución en la aceleración de respuesta.

La carga sísmica de diseño que recomiendan los códigos de construcción (por ejemplo la NTDS), tiene la forma de carga lateral estática. Normalmente se aplica carga lateral estática equivalente para estructuras de varios niveles, con una distribución cercana a la triangular a la estructura, imponiendo la mayor carga en la parte superior, simulando con ello el perfil de deflexiones del primer modo de vibración. Estos códigos utilizan cargas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructura necesaria para soportar las cargas dinámicas inducidas por el sismo. Sin embargo, el nivel recomendado de carga lateral es bastante bajo²². Los análisis dinámicos de estructuras, que responden elásticamente a movimientos del terreno registrados durante sismos intensos, han mostrado que las cargas de inercia de respuesta teórica pueden ser mucho mayores que las cargas laterales de diseño estático, recomendadas por dichos códigos. Aunque esta diferencia es demasiado grande para compensarse por factores de seguridad en el diseño, se sabe bien que estructuras diseñadas con las cargas

laterales de los códigos han sobrevivido sismos intensos. Esta anomalía aparente se atribuye a la habilidad de las estructuras dúctiles de disipar energía mediante deformaciones inelásticas, con ayuda de otros factores tales como una respuesta reducida debida a mayor amortiguación, y a la interacción del terreno con la estructura. La ductilidad de los miembros puede ser el factor más importante.

Es evidente que no sería económico diseñar una estructura para que soportará el probable sismo más fuerte sin daño.

El costo de proporcionar resistencia para soportar vibraciones laterales de muy alta intensidad debe de ponderarse contra la importancia de la estructura y la probabilidad de los sismos. Los criterios para el nivel de cargas de muchos códigos son como sigue: Los edificios deben resistir sismos menores sin daño, sismos moderados sin daño estructural, pero con cierto daño no estructural, y sismos importantes con ciertos daños estructurales y no estructurales pero sin llegar al colapso. Por tanto, se acepta la posibilidad de daños, pero no la pérdida de vidas. El objetivo de los códigos es tener estructuras que se comporten elásticamente bajo sismos que se pueda esperar que ocurran más de una vez durante la vida útil del edificio; más aún, las estructuras deben poder sobrevivir sin colapsar, al sismo más importante que pudiera ocurrir durante la vida útil del edificio. Para evitar el colapso durante el sismo más severo, los miembros deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por deformaciones inelásticas. En el diseño sismo-resistente debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

Hay que resaltar que estos objetivos no se logran simplemente diseñando para resistir un conjunto de fuerzas, sino con una serie de precauciones de diferente índole. El arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente. Estas

propiedades les permitirán responder a sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, su contenido y la seguridad de sus ocupantes.

5.1.4 LA NECESIDAD DE UN BUEN DISEÑO CONCEPTUAL Y EL DETALLADO APROPIADO

Debido a las fuerzas y desplazamientos considerables que pueden ser esperadas en algunas secciones de las estructuras sujetas a fuertes movimientos del suelo, es esencial un buen diseño conceptual. Ello implica una estructura con una configuración que se comporte bien bajo excitaciones sísmicas y diseñado de manera que le permita responder a sismos fuertes de acuerdo a un patrón determinado o secuencia de fluencia. La necesidad de empezar con una configuración estructural sencilla no puede ser sobre – atendida. Dicha configuración minimizará los incrementos accidentales (y a veces sustanciales) de fuerzas en los miembros estructurales, resultantes de efectos torsionales debidos a la asimetría, así como reducirá concentraciones de fuerzas asociadas con discontinuidades. Aunque este precepto no sea compartido por algunos arquitectos, la simetría, regularidad, y el evitar discontinuidades de masa, geometría, rigidez o resistencia pueden llevar a grandes beneficios, principalmente económicos. La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo:

Tan importante como un buen diseño conceptual, es el detallado apropiado de los miembros y sus conexiones, para alcanzar los requisitos de ductilidad y resistencia. Estos detallados deberían evitar las fallas frágiles, como aquellas asociadas con la fuerza de corte. Además, debe haber un esfuerzo en asegurar la unión de todas las partes de la estructura que se intenta que actúen de forma conjunta. Debido a que la respuesta dinámica generada por terremotos, tiende a concentrar las demandas de deformación en las porciones esforzadas de los elementos que se comportan en el rango inelástico, la importancia del detallado apropiado

en las regiones de potenciales rotulas plásticas debe de atraer la atención tanto como el desarrollo de un buen diseño conceptual.

La experiencia ha demostrado que los edificios de concreto reforzado que han sido diseñados, detallados y construidos apropiadamente pueden desarrollar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica necesarias para actuar satisfactoriamente bajo cargas sísmicas severas.

5.1.5 OBJETIVOS DEL DISEÑO SISMICO

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, el propósito principal del diseño es obtener un sistema que sea eficiente técnica y económicamente capaz de transmitir y resistir las fuerzas y las deformaciones inducidas por las excitaciones impuestas por el medio en el cual se construye el edificio. Es decir, que el propósito del diseño estructural es producir estructuras optimas. La optimización no sólo debería considerar el costo inicial de la estructura, sino también los beneficios que se obtendrán de la estructura mientras funcione: los costos inmediatos de mantenimiento y las probabilidades de que la estructura pueda sufrir daños en función del tiempo.

Se define el criterio de diseño como aquellas reglas y pautas que se deben satisfacer para asegurar que los objetivos del diseño serán satisfechos. Los tres objetivos principales son: 1) Seguridad, 2) Rendimiento de la función, y 3) Economía²³.

La seguridad es el objetivo más importante, debido a que una falla estructural suele poner en peligro la vida humana y siempre involucra pérdidas económicas debido a daños funcionales y físicos. Debe ser reconocido que ninguna estructura es totalmente segura; siempre hay una probabilidad de falla debido a errores humanos en el diseño y la construcción, o por alguna catástrofe natural no esperada. Aun si una estructura no colapsa, puede desplazarse o vibrar excesivamente e interferir con su uso pensado. Se deben satisfacer

requerimientos funcionales si el diseño estructural será óptimo. Habiendo satisfecho los objetivos 1) y 2), la estructura debe ser diseñada con un costo mínimo.

Sin embargo, puede haber una relación entre los objetivos 2) y 3), y una decisión final debe ser tomada en base a una relación de costo – beneficio. El costo inicial de la estructura no puede ser considerado de manera aislada. La consideración económica debe abarcar el costo total del proyecto.

Podemos reducir lo anterior a dos objetivos principales:

El primero y fundamental objetivo del diseño sísmico es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo, sin que se alcance la condición de colapso o se produzcan daños irreparables²⁴. Esta capacidad puede lograrse proporcionando a la estructura una resistencia tan alta que le permita resistir el sismo, manteniendo su comportamiento esencialmente dentro de los límites elásticos, o puede obtenerse también diseñándola para que tenga una resistencia mucho menor, pero cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo, mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas.

El costo necesario para que la resistencia de la estructura sea tal que se mantenga elástica bajo el sismo de diseño es extraordinariamente alto, excepto cuando se trate de estructuraciones que posean intrínsecamente una alta resistencia ante cargas laterales. Por otra parte, si se diseña para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura elástica, hay que estar consciente de que, al tener que disipar la energía del sismo, mediante un comportamiento inelástico, la estructura puede sufrir daños que implican un costo de reparación no despreciable.

El segundo objetivo del diseño es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que pueden ocurrir varias veces durante la vida de la construcción. Este objetivo debería cumplirse revisando que la estructura permaneciera

elástica y con deformaciones laterales pequeñas ante un sismo menor que el empleado para revisar los estados límite de falla.

Para cumplir este segundo objetivo, la estructura debe poseer esencialmente una adecuada rigidez ante cargas laterales. A este aspecto no suele prestársele la importancia que amerita, lo cual redundaría en que muchas construcciones modernas, aunque resulten seguras ante el colapso, sufran con excesiva frecuencia daños cuantiosos por sismos de mediana intensidad, debida a su excesiva flexibilidad.

Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad ante cargas laterales. No es fácil cumplir simultáneamente con las tres, ya que en general las características que hacen a una estructura muy rígida y resistente, la hacen también poco dúctil.

5.1.6 CRITERIOS DEL DISEÑO SISMICO

Los criterios ampliamente aceptados del diseño sísmico de sistemas estructurales se pueden definir por los "estados límites" que se satisfacen. Las fronteras entre éstos estados límites para diseño sísmico no pueden ser definidos con precisión. Sin embargo, un grado de incertidumbre mayor está dentro de las recomendaciones de los códigos de varios países, para determinar las intensidades de las fuerzas laterales de diseño²⁵.

1. Estado límite de servicio (criterio de rigidez)

Sismos relativamente frecuentes asociados con movimientos del suelo de menor intensidad, no deberían interferir con la funcionalidad (operaciones normales) de un edificio. No se espera ninguna necesidad de reparación. Se pretende principalmente una respuesta elástica con deformaciones predecibles. De ahí que la propiedad estructural que controla será la rigidez.

Para predicciones significativas de la respuesta elástica de estructuras de concreto reforzado, se necesitan hacer aproximaciones realistas para la evaluación de la rigidez efectiva de los miembros estructurales.

Dentro de la respuesta elástica, ésta será afectada principalmente por el grado de agrietamiento del concreto y el soporte ofrecido por las juntas en donde los miembros se conectan entre sí.

De todo lo anterior, se deben limitar desplazamientos estructurales elásticos, tales como la deriva de entrepiso.

2. Estado limite de control de daños (criterio de resistencia)

Para movimientos del suelo de intensidad mayor, a aquellos correspondientes al estado limite de servicio, se espera que ocurran daños. Sin embargo, estos daños con baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de un sistema, deberán ser económicamente reparables, de tal forma de restablecer el servicio total del sistema.

Si una estructura de concreto reforzado se protegerá contra daños durante un evento sísmico específico, se debe prevenir el comportamiento inelástico significativo durante su respuesta dinámica. Esto significa que la estructura debe poseer una resistencia adecuada para controlar acciones internas generadas durante la respuesta elástica del sistema.

3. Estado limite último (criterio de ductilidad)

El criterio de diseño más importante es la protección de la vida. Debido a que se consideran eventos sísmicos severos y excepcionales, también nos podemos referir a un estado limite de sobrevivir. Claramente para este sismo es aceptable la pérdida económica total. Con un detallado especial en las regiones críticas, el daño estructural en los miembros se puede minimizar, aún después de eventos sísmicos excepcionales. Sin embargo, las reparaciones pueden hacerse imposibles, debido al apareamiento de grandes deformaciones plásticas residuales. El principal objetivo es asegurar que el colapso no ocurra. De ahí que el diseñador necesita dirigirse a cualidades estructurales

que aseguren, que para la duración estimada de un terremoto poco probable, se puedan producir desplazamientos relativamente grandes, sin la pérdida significativa de la resistencia a fuerzas laterales, y que se mantenga la integridad de la estructura para soportar las cargas gravitacionales.

La propiedad más importante asociada con este estado límite último es la ductilidad, o sea, la capacidad para permitir deformaciones inelásticas grandes, sin la pérdida significativa de resistencia.

El orden de ductilidad involucrada puede estar asociado con deformaciones permanentes muy grandes. De esa manera, aunque la estructura no se desplome, el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una pérdida económica total.

5.1.7 DUCTILIDAD EN EL DISEÑO SISMICO

En general, un diseño sísmico económico debería enfocarse en satisfacer las características dinámicas y estructurales apropiadas, de modo que se obtengan niveles de respuesta menores que los esperados del sismo de diseño. La magnitud de la deformación máxima aceptable puede variar dependiendo del tipo de estructura y de su función. En estructuras como postes y rótulos la estabilidad de la estructura depende de la rigidez e integridad del único elemento mayor de que esta hecha la estructura. Para tales casos, un comportamiento que sea significativamente mayor que el estado de fluencia en el elemento principal no puede ser tolerado..

Para la mayoría de edificios, sin embargo, y particularmente en aquellos que están compuestos por miembros de marcos unidos por medio de conexiones rígidas, la economía en el diseño se logra permitiendo que el estado de fluencia se lleve a cabo en algunas regiones críticas bajo sismos moderados o severos. Esto significa diseñar edificios para niveles de fuerzas menores de las que serían requeridas para asegurar una respuesta elástica lineal. El análisis y la experiencia han mostrado que las estructuras que tienen una redundancia

estructural adecuada pueden ser diseñadas para soportar con seguridad fuertes movimientos del suelo, aún cuando en algunos elementos se sobrepase el estado de fluencia.

Como una consecuencia de permitir las deformaciones inelásticas ante terremotos, se requiere la necesidad de asegurar que estos elementos que fluyen sean capaces de desarrollar deformaciones inelásticas adecuadas, sin una significativa pérdida de resistencia.

- **DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTOS (DUCTILIDAD GLOBAL)**

Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor μ de ductilidad de desplazamiento definido como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (\text{Ec.5.1})$$

donde Δu es la deflexión lateral en máxima de la estructura, y Δy es la deflexión lateral a primera vez que se alcanza la fluencia. El comentario al código SEAOC²⁶ indica que se puede estimar el factor de ductilidad de desplazamiento, requerido en el diseño, en base a la relación de la carga de inercia de respuesta elástica a la carga de diseño estático del código y que los valores típicos para el factor μ de ductilidad de desplazamiento pueden variar entre 3 y 5.

Para un edificio de varios niveles, los desplazamientos Δu y Δy , se miden en una posición adecuada, como por ejemplo, al nivel del techo, o en el punto de acción de la carga sísmica horizontal resultante.

Mientras tal ductilidad global es un indicativo de la respuesta inelástica del sistema completo, también hay que prestar atención a las demandas de ductilidad que se presentan en las regiones de posible formación de rotulas plásticas de la estructura.

- **DUCTILIDAD DE CURVATURA (DUCTILIDAD LOCAL)**

Las ductilidades de las secciones de concreto reforzado se pueden expresar mediante la relación K_u/K_y , de ductilidad de curvatura, en que K_u es igual a la curvatura máxima

(rotación por unidad de longitud) en la sección crítica, y K_y es la curvatura de la sección en la primera fluencia. Esto presupone que predominan las deformaciones a flexión.

El factor disponible de ductilidad de curvatura es bastante grande en muchos casos, y es importante reconocer que hay una diferencia significativa entre el factor $\Delta u/\Delta y$ de ductilidad de desplazamiento y el factor K_u/K_y de ductilidad de curvatura. Ello se debe a que una vez que ha comenzado la fluencia en un marco, las deformaciones se concentran en las posiciones de la articulación plástica; en consecuencia, cuando un marco se deflexiona lateralmente en el intervalo inelástico, la relación K_u/K_y requerida en una articulación plástica puede ser mayor que la razón $\Delta u/\Delta y$.

El valor de la ductilidad de desplazamiento, se escoge por el diseñador, en base a las recomendaciones de los códigos. La ductilidad de curvatura determina el detallado de las potenciales regiones plásticas.

5.1.8 ELECCION DEL MECANISMO DE DISIPACION DE ENERGIA

En marcos de edificios de varios niveles el criterio de columna fuerte – viga débil, ha ganado una aceptación general. De esta manera las rotulas plásticas se formarán en todas las vigas en donde, de ser necesario, se utilizará un mecanismo completo de marco, como el mostrado en la fig. 5.1a. En el diseño sísmico, generalmente la formación de rotulas plásticas en la base de las columnas es inevitable. La excesiva demanda de ductilidad impuesta sobre columnas de los llamados "pisos débiles", es evidente en la fig. 5.1b. Para marcos con más de 3 niveles de altura, este mecanismo debe ser evitado. De esto que las columnas deben ser hechas más fuertes que las vigas y esto es enfatizado en las provisiones sísmicas de la mayoría de los códigos sísmicos²⁷.

Si se proporcionan suficientes reservas de resistencia en las columnas con respecto a la resistencia que se puede desarrollar en las vigas adyacentes, entonces, sin importar el tipo

de movimiento del suelo que ocurra, el mecanismo preferido de la figura 5.1a se podrá desarrollar.

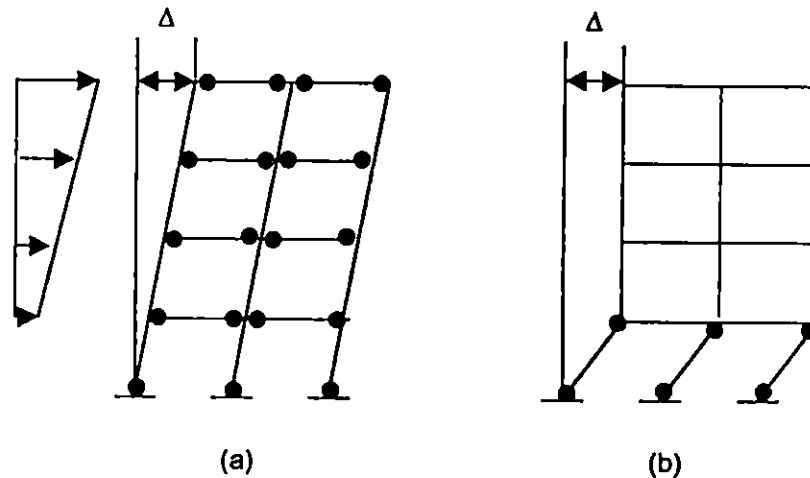


Fig. 5.1: Mecanismos de inclinación en marcos de varios niveles cargados lateralmente

5.2 ANALISIS Y DISEÑO

El objetivo de los métodos actuales de análisis y diseño son comparar el comportamiento previsto de una nueva estructura que aún no se construye, con el comportamiento de estructuras similares que han mostrado un comportamiento satisfactorio.

Los esfuerzos y deformaciones calculadas con métodos basados en una respuesta elástica lineal de los materiales y de la estructura tienen poca relación con el real comportamiento de las construcciones en condiciones de servicio, y de hecho, ninguna relación en la proximidad al colapso: Los esfuerzos calculados solamente son un índice de comparación entre estructuras nuevas y existentes.

No solamente los esfuerzos sirven de indicadores: En el diseño plástico, la resistencia del sistema o de los elementos son comparados, y en otros casos, se hacen comparaciones

entre resistencias, deformaciones máximas y características dinámicas de miembros de secciones críticas.

Muchos códigos de diseño modernos recomiendan métodos de diseño basados en factores de resistencia y carga, con factores de resistencia generalmente menores que la unidad, y factores de carga casi siempre mayores que la unidad, para tomar en consideración la posibilidad de que las acciones reales sobrepasen las acciones de diseño, y que las resistencias son menores que los valores nominales.

5.2.1 METODOS DE ANALISIS

El método más común de análisis sísmico es el estático. Las fuerzas laterales se distribuyen a lo largo de la altura del edificio siguiendo una variación triangular con el vértice en la base, tratando de reproducir de forma aproximada, la respuesta del edificio en el primer modo de vibración; algunos códigos toman en cuenta los modos más altos, de manera aproximada, aplicando una fracción de la fuerza total horizontal en el nivel más alto. En general, el cortante basal depende del periodo fundamental de vibración, determinado con una formula empírica basada en las dimensiones generales de la estructura, ésta es, la formula de Rayleigh.

Las características de los edificios y terremotos se consideran con métodos de análisis dinámicos, aplicados a un modelo formado por masas concentradas en los entrepisos, conectadas por resortes, cuyas rigideces laterales y torsionales dependen de las características de la estructura y de los elementos, los cuales, estructurales o no, contribuyen a resistir fuerzas sísmicas. Era normal asumir que la estructura era cimentada sobre suelo indeformable, que los sistemas de entrepiso eran rígidos, y que las columnas podrían sufrir deformaciones laterales, pero no deformaciones verticales; la tendencia actual es considerar la interacción de la estructura con el suelo, sobre todo cuando es altamente deformable, y los programas de computadora incluyen cambios en la longitud de las columnas.

La historia de respuesta de la estructura bajo aceleraciones específicas del suelo, que varían con el tiempo, pueden ser obtenidas con un análisis modal; una vez se conoce la historia completa, las acciones máximas se evalúan.

Los valores máximos de las respuestas, también se pueden obtener con un análisis modal espectral; las respuestas máximas de cada modo son determinadas, usando el espectro de diseño del código. Estas respuestas son combinadas para obtener los máximos del sistema completo, empleando usualmente los métodos de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) y la combinación cuadrática completa (CCC).

Una vez que se han determinado las fuerzas laterales, ya sea por métodos estáticos o dinámicos, éstas se distribuyen entre los elementos verticales resistentes del edificio en proporción a sus rigideces laterales, y el análisis es hecho como si fueran fuerzas estáticas.

El método dinámico se considera más apropiado que el método estático, especialmente para edificios irregulares, pero contempla defectos que son causados, sobre todo, por asumir que la respuesta es elástica hasta la condición de falla, a pesar del hecho que el diseño se hace pensando que el comportamiento inelástico comienza en terremotos de mediana intensidad.

Algunas estructuras muy importantes son analizadas algunas veces, considerando su comportamiento inelástico bajo terremotos de características adecuadas. La respuesta inelástica, a lo largo del tiempo, se determina con un proceso de integración paso a paso. Este es el método más exacto de análisis sísmico, al menos desde un punto de vista conceptual. Sin embargo, debido a que no se conocen ni la intensidad, ni la duración, ni ninguna otra característica de futuros terremotos, y que el método es complejo y relativamente más caro, es principalmente usado en un nivel de investigación; pocos edificios reales son diseñados usando este método.

La tendencia en los últimos años ha sido enfatizar que muchas hipótesis del análisis sísmico estático no son exactas, y que se debe considerar que el análisis dinámico es la

solución perfecta. Esto puede ser cierto desde un punto de vista teórico, pero las incertidumbres del análisis dinámico son tantas, que sus resultados pueden estar muy lejos de representar, de forma razonable, el comportamiento real de la estructura²⁶.

Las incertidumbres comienzan todas en el mismo lugar: Es imposible predecir las características de terremotos futuros en un lugar específico.

El amortiguamiento de las estructuras, del cual depende en buena parte su respuesta dinámica, tampoco se conoce, ni mucho menos es conocido como cambia durante el tiempo, ya que depende de las características de la estructura y de los elementos no estructurales, así como de las complejas interacciones entre ellos.

Otra seria incertidumbre surge de la reducción que es hecha en la respuesta elástica para considerar la ductilidad de la estructura. El procedimiento más común consiste en dividir por un factor, el cual depende principalmente en la ductilidad y sobrerresistencia de la estructura. La influencia que este factor tiene al final de los resultados del análisis dinámico es obvia; sin embargo, su valor no puede ser calculado: Es el producto del juicio de grupos de expertos, los cuales se basan principalmente en el comportamiento de los diferentes sistemas estructurales durante terremotos pasados, los cuales son frecuentemente sorprendidos y desagradables, cuando en últimos eventos sísmicos este comportamiento es muy diferente del esperado.

La determinación del modelo matemático necesario para el análisis también es sujeto de incertidumbres importantes. Es difícil determinar satisfactoriamente la rigidez de sistemas complejos como marcos combinados con paredes de corte. Las paredes de relleno pueden incrementar considerablemente la rigidez de un edificio, a menos que se construyan de modo que se muevan libremente respecto a la estructura. Los sistemas de entrepiso y las rampas de escaleras también modifican la rigidez lateral.

Todas las rigideces mencionadas, así como la de los marcos, cambian durante un terremoto. debido al agrietamiento y deterioro progresivo. Sumado a ello, el deterioro no es

uniforme, y esto altera la distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes, modificando la torsión, la cual se puede ver incrementada sustancialmente.

La interacción suelo – estructura introduce un fenómeno nuevo y desconocido. Para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño, se asume usualmente que el movimiento del terreno, en la base de la fundación, es el movimiento libre del suelo, lo cual es correcto, solamente si el suelo es duro. Cuando el suelo es suave, el periodo fundamental de la estructura tiende a aumentar, debido a la componente rotacional del movimiento de las fundaciones, por lo que las fuerzas sísmicas se reducen, mientras que aumentan las derivas laterales y el efecto P- Δ .

Es claro que la respuesta sísmica depende mucho del tipo de fundación; este efecto no se considera usualmente en el análisis, y el conocimiento existente en ello es muy escaso.

¿Y que puede decirse de la influencia de las estructuras vecinas y sus fundaciones? No sabe como determinarse, y aunque fuera posible, no sería de mucha utilidad, ya que no se conoce como las estructuras serán construidas en el futuro en un determinado lugar.

Todo esto hace obvio que los métodos dinámicos, exactos teóricamente, no son muy exactos cuando se aplican en las construcciones reales.

Cuando el análisis finaliza, los resultados son un set de acciones horizontales las cuales reproducen con más o menos exactitud, las fuerzas inerciales que el movimiento del suelo causa en la estructura. Las acciones de diseño son obtenidas considerando éstas fuerzas, como fuerzas estáticas.

- METODOS ACTUALES DE ANALISIS

Dependiendo de la naturaleza de las variables que se consideran, los métodos de análisis pueden ser clasificados como: Determinantes o probabilísticos²⁹. En los análisis determinantes, se usan los valores específicos de la demanda y las propiedades del sistema, mientras que los métodos probabilísticos reconocen la incertidumbre natural de éstas.

Los métodos probabilísticos en el análisis y diseño sísmico de estructuras, provee una dimensión extra en la interpretación y solución del problema. De su uso, las fuerzas, deformaciones, esfuerzos o cualquier otra respuesta cuantificada no solo asumen un valor, sino también se conlleva una probabilidad asociada. Sin embargo, el uso de estos métodos en la práctica es limitado.

Hay varias razones que explican este hecho: a) Los procedimientos probabilísticos son más complejos que los métodos determinantes. b) Muchos ingenieros no se sienten cómodos diseñando para valores asociados a probabilidades, ya que los códigos sísmicos no establecen una probabilidad definida de excedencia para los diseños, y c) las herramientas computacionales para este tipo de análisis son más escasas que para los análisis determinantes.

A) ANALISIS DETERMINANTES ELASTICOS

Análisis de fuerza estática lateral equivalente

Análisis dinámico modal (superposición de modos)

Análisis dinámico paso a paso

B) ANALISIS DETERMINANTES INELASTICOS

Análisis de mecanismos plásticos

Análisis push-over

Análisis dinámico paso a paso

Análisis no lineal simplificado

C) ANALISIS PROBABILISTICOS

METODOS LINEALES

Análisis de vibración aleatoria lineal

METODOS NO LINEALES

Linealización equivalente

La ecuación Fokker – Planck – Kolmogorov (FKPE)

La simulación Montecarlo

5.2.2 DISEÑO

Al menos teóricamente, las estructuras pueden ser diseñadas, para tener suficiente resistencia y rigidez para responder satisfactoriamente de manera elástica bajo la acción de acciones gravitacionales y sísmicas. Esta solución es, sin embargo, mucho más cara que las soluciones tradicionales, las cuales han tenido, en general, comportamientos satisfactorios ante terremotos reales. Esta solución "elástica" es recomendada para estructuras especiales, tales como plantas nucleares, en las cuales los daños deben mantenerse en niveles muy bajos, aún bajo fuertes terremotos.

En la mayoría de estructuras, la solución anterior no se justifica. Este es el origen de la filosofía actual para el diseño de edificios que se construirán en áreas sísmicas, la cual determina el criterio para fijar los niveles de carga indicados en los códigos modernos expuestos en 5.1.3.

Una parte importante en la que se basan los proyectos y el diseño estructural de las construcciones a realizar en áreas sísmicas, viene de la observación del comportamiento de edificios reales durante terremotos. A partir del estudio de estructuras seriamente dañadas o colapsadas, y de aquellas estructuras que no sufrieron daños, o resultaron con daños leves, es aparente que las estructuras, en general, tienen una resistencia mayor que la que los códigos intentan proveer. También es claro que esta vital sobrerresistencia puede ser fácilmente perdida.

Entre los factores principales que pueden causar bajas drásticas en la resistencia de sistemas estructurales, durante la duración de terremotos, son los siguiente:

- Diseño arquitectónico deficiente, la cual causa torsiones muy grandes.
- Cambios súbitos en la rigidez de un entrepiso respecto a otro.
- Demandas de ductilidad excesivas en ciertas áreas.
- Golpeo con edificios adyacentes.
- Construcción defectuosa, debido al uso de materiales inadecuados o supervisión insuficiente.
- Resonancia por la coincidencia entre las características del terremoto y las formas de vibración del suelo y del edificio.
- Modificaciones de la estructura y/o elementos no estructurales: incremento del número de pisos y eliminación o cambio de posición de las paredes.
- Cargas vivas mayores que las cargas vivas de diseño, sobre todo en los niveles más altos, debido al cambio del uso del edificio.
- Deterioro del sistema estructural a lo largo del tiempo, debido a los efectos del clima, terremotos, y asentamientos diferenciales de las fundaciones.
- Cambios en la rigidez de los elementos resistentes, debido al deterioro progresivo de paredes y/o miembros estructurales.
- Refuerzo de la fundación, o cambio de sus características requerido por un comportamiento inadecuado (por ejemplo, colocación de pilotes en un edificio que no los tenía).

- **MÉTODOS ACTUALES DE DISEÑO**

Los procedimientos de diseño más frecuentemente utilizados se resumen a continuación:

A) DISEÑO POR RESISTENCIA LATERAL

Este es el método de diseño sísmico más común en la actualidad. Se basa en proveer a la estructura una resistencia mínima lateral para soportar cargas sísmicas, las cuales son especificadas en los códigos a partir de análisis como el de fuerza estática lateral equivalente o el de superposición de modos. Una vez que las fuerzas sísmicas han sido calculadas y

combinadas con otras cargas, como las cargas de gravedad, los miembros estructurales son dimensionados usando el diseño por esfuerzos permisibles o el diseño por resistencia última. En el caso del diseño por esfuerzos permisibles, los miembros son diseñados de modo que el material que los compone no exceda sus esfuerzos permisibles. En el caso del diseño por resistencia última, la carga se supone representará la máxima carga probable sobre el elemento. Factores de carga y reducción de resistencia dependen del código del material (ACI para concreto) . La ventaja del diseño por resistencia última es que aplica un factor de seguridad a la capacidad última de la sección (en concreto reforzado la contribución del acero y el concreto se combina en la resistencia última), mientras el diseño por esfuerzos permisibles considera el esfuerzo de los materiales por separado. El diseño por resistencia última se basa en proveer resistencia, asumiendo que la estructura se comportará adecuadamente en el rango inelástico. El chequeo de las deformaciones, es sobre todo, un medio de proteger los elementos no estructurales, en vez de chequear deformaciones inelásticas en la estructura.

B) DISEÑO EN BASE A LOS DESPLAZAMIENTOS

Reconociendo que el daño en las estructuras sometidas a terremotos es el resultado de deformaciones excesivas, este método fue propuesto³⁰ para operar directamente con cantidades de deformaciones, y de ahí obtener mejor información acerca del rendimiento de estructuras de concreto reforzado, en vez de simplemente proveer resistencia como en el diseño por resistencia última. Basado en algunas simplificaciones, un estimado de las demandas de desplazamiento se hace para definir deformaciones de los elementos, con las cuales se pueden calcular las curvaturas últimas requeridas y los esfuerzos del material. Estos cálculos luego se comparan con las capacidades disponibles correspondientes. Este procedimiento de diseño explícitamente se centra en las demandas de esfuerzos, y de ahí proporciona información del rendimiento esperado (daños) y detalles requeridos.

C) DISEÑO POR CAPACIDAD

Este método, basado en los principios actuales de los códigos sísmicos que aceptan considerables incursiones en el rango inelástico, busca la protección ante el colapso proporcionando una adecuada capacidad de ductilidad en los lugares donde se espera la formación de rotulas plásticas.

Según este método, un mecanismo de colapso, para una distribución de fuerzas laterales proveniente de un código sísmico dado, se escoge para asegurar que la fluencia ocurrirá solamente en algunos elementos previamente seleccionados²³. Entonces dichos elementos son diseñados y detallados de tal forma que en ellos se alcancen las demandas de ductilidad, mientras que en los otros elementos estructurales se provee suficiente sobrerresistencia para que puedan permanecer elásticos. En otras palabras, la fluencia se confina a lugares predeterminados.

En el diseño por capacidad, algunos elementos del sistema, que resisten fuerzas horizontales son elegidos, y son diseñados y detallados de modo que disipen energía bajo las deformaciones severas impuestas en el sistema. La respuesta inelástica se concentra en las regiones críticas de los miembros elegidos, las rotulas plásticas, y el resto de la estructura se protege contra la falla al proporcionar en ellas una resistencia mayor, que la que corresponde a la máxima resistencia posible de las potenciales rotulas plásticas.

El diseño por capacidad no es una técnica de análisis, sino una potente herramienta de diseño; la simplicidad y lo atractivo de este método viene del hecho de que el diseñador ordena a la estructura "que hacer", en vez de preguntarle por medio de análisis "que puede hacer". El objetivo que se persigue es tener un comportamiento deseado y predecible durante terremotos severos, cuyas características son, a pesar de todos los estudios, desconocidas.

D) DISEÑO BASADO EN ENERGIA

Los conceptos de energía en el diseño sísmico han sido enfatizados recientemente como un medio hacia una mejor evaluación de las demandas sísmicas en las estructuras. El

daño estructural ha sido relacionado a una combinación lineal de máxima deformación y energía disipada por ciclos de histéresis. La ecuación básica de interés es el balance de energía $E_T = E_D + E_H$ (Ec.5.2)

La cual es válida al final del movimiento cuando ambas energías, cinética y de esfuerzo han desaparecido, donde E_T es la energía total por unidad de masa generada por el suelo a la estructura durante el sismo, E_D es la energía total por unidad de masa disipada por el amortiguamiento viscoso, y E_H es la energía total de histéresis por unidad de masa disipada por las deformaciones inelásticas durante la respuesta.

La importancia del balance de energía es que permite visualizar estrategias de diseño con el propósito de minimizar E_H la cual se relaciona con los daños. Una opción es minimizar E_T por medio de técnicas de aislamiento de la base, y/o maximizar E_D proporcionando a la estructura con aparatos de disipación de energía.

5.3 ANALISIS PUSH-OVER

Consiste en el análisis de una estructura sujeta a incrementos de un patrón de cargas laterales fijado, en el cual, los miembros estructurales se plastifican secuencialmente hasta que se alcanza la condición de colapso global o local. El análisis proporciona información acerca de la resistencia y deformación del edificio, así como de la distribución de demandas, por lo que permite identificar los miembros críticos que más probablemente alcanzarán estados límites durante un terremoto. Dichos elementos, son a los que se debería prestar mayor atención durante el proceso de diseño y detallado.

Las ventajas de este método son su simplicidad relativa al análisis dinámico no lineal, y su facilidad de exponer partes débiles en la estructura, es decir, que provee información acerca del rendimiento de la estructura. Por otro lado, la principal desventaja es la validez cuestionable del patrón de cargas fijado.

El análisis no lineal push-over es principalmente un procedimiento de evaluación el cual no pretende ser un método directo alternativo para el diseño de miembros estructurales, sino más bien, es una herramienta para obtener más información del comportamiento sísmico de estructuras.

El análisis se lleva a cabo como una secuencia de análisis lineales usando una estrategia de evento a evento. Un evento se define como un cambio de la rigidez estructural, debido a la formación de una rotula plástica (o simultanea formación de varias rotulas plásticas) en un elemento. El procedimiento en los programas es el siguiente³¹:

- a) Debe conocerse toda la información estructural. Además de la información necesitada para el análisis elástico, se deben proporcionar los momentos de fluencia para las secciones críticas (potenciales rotulas plásticas).

En los casos donde los efectos de las fuerzas axiales en las secciones críticas es sustancialmente influida por las cargas horizontales, el efecto de la carga axial debe tomarse en cuenta. La capacidad sísmica de los miembros estructurales (incluyendo la resistencia de corte) no es necesaria en este análisis. Sin embargo, para la evaluación de los resultados, se necesita chequear si ha ocurrido alguna falla frágil antes que el mecanismo previsto se ha formado.

- b) La distribución de las cargas estáticas horizontales sobre la altura del edificio se escoge (por ejemplo un triángulo invertido) y el incremento de la magnitud de la carga se selecciona arbitrariamente.

Para estructuras no simétricas, donde se realiza un análisis 3-D, las coordenadas de los puntos de aplicación de la carga (usualmente los centros de masa) son especificados, así como la dirección de las cargas.

- c) Para el incremento de carga seleccionado, se realizan los análisis estáticos lineales. Para los incrementos de desplazamiento globales, así como para la distribución de carga, se calculan los incrementos de fuerzas internas y desplazamientos para cada miembro.

- d) Se calculan los factores de evento para todos los eventos esperados de los elementos. El factor de evento se define como la razón entre el incremento de carga que causa un evento y el incremento seleccionado.
- El factor de evento más pequeño define el evento que ocurre a continuación y el incremento de carga que debe ser añadido a las cargas externas, para que el análisis continúe.
- a) Todas las respuestas cuantificadas determinadas en c), son factoradas con el factor de evento mínimo y añadidas a los resultados del paso previo. De esta forma, la solución avanza al siguiente evento.
- b) El modelo matemático y/o la rigidez del elemento que causó el evento se cambia, de acuerdo a lo descrito anteriormente (5.3.1).
- c) Usando el nuevo modelo matemático, se repite el procedimiento descrito en c), d), e) y f).
- d) Hay varias opciones para terminar el análisis, por ejemplo, la formación de un mecanismo plástico para toda la estructura, la excedencia de un máximo valor permisible de desplazamiento de un nudo, o deriva de entrepiso, o la detección de una falla frágil en uno de los elementos.

5.4 ANALISIS PASO A PASO.

Es un análisis dinámico, elástico o inelástico, en el cual un modelo matemático de la estructura es sometida a una historia de movimiento específico del terreno (acelerograma), o sea la integración directa de las ecuaciones de movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma.

Los acelerogramas contienen una serie de valores numéricos espaciados en intervalos de tiempo Δt (generalmente constantes). Tales valores no provienen de una función algebraica, por tanto es conveniente utilizar métodos numéricos para la resolución de las ecuaciones de equilibrio dinámico.

A los métodos utilizados para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico para $(t + \Delta t)$ se les conoce como métodos paso a paso y entre ellos se encuentra el propuesto por Newmark (1959), el cual se describe a continuación³²:

Sea la ecuación de movimiento del sistema mostrado en la figura 5.2:

$$ma + cv + ku = -ms \quad (\text{Ec.5.3})$$

donde a , v , y u son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente, de la masa m . Las tres cantidades antes mencionadas tienen valores a_1 , v_1 , y u_1 para el tiempo $(t + \Delta t)$ y se debe cumplir para (1)

$$ma_1 + cv_1 + ku_1 = -ms_1 \quad (\text{Ec.5.4})$$

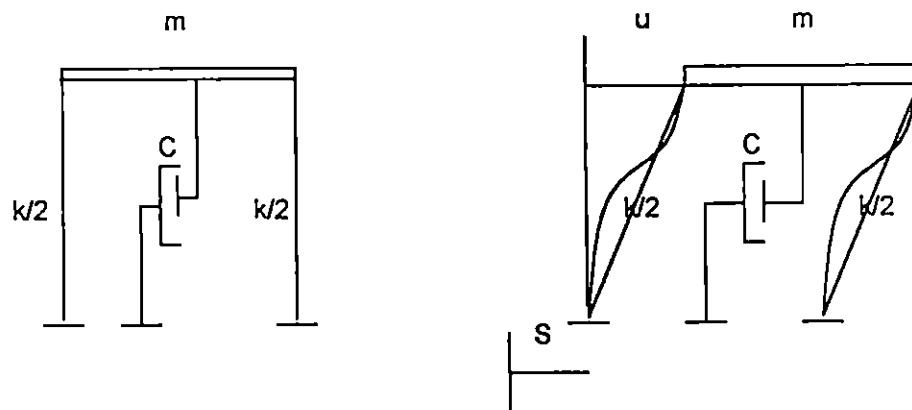


Fig. 5.2: Sistema simple con amortiguamiento viscoso

Si: $\Delta a = a_1 - a$

$$\Delta v = v_1 - v$$

$$\Delta u = u_1 - u$$

Restando (Ec.5.3) y (Ec.5.4):

$$m\Delta a + c\Delta v + k\Delta u = -m(s_1 - s) \quad (\text{Ec.5.5})$$

Newmark propuso las siguientes ecuaciones para calcular v_1 y u_1 :

$$v_1 = v + 1/2(a + Ba_1) \Delta t \quad (\text{Ec.5.6})$$

$$u_1 = u + v\Delta t + [(1/2-B)a + Ba_1] (\Delta t)^2 \quad (\text{Ec.5.7})$$

El valor de B depende de la variación de la aceleración en Δt .

Así tenemos que $B = 1/4$ para variaciones de aceleración constantes, y $B = 1/6$ para una variación lineal de aceleración entre a_1 y a .

Debido a que muchos programas utilizan $B = 1/4$, se ilustra el método de Newmark para este caso.

Si $B = 1/4$, la ecuación (Ec.5.7) se transforma en:

$$u_1 = u + v\Delta t + 1/4 (a+a_1) (\Delta t)^2$$
$$\Delta u = u_1 - u = v\Delta t + 1/4 (a+a_1) (\Delta t)^2 \quad (\text{Ec.5.8})$$

De (4) se obtiene:

$$\Delta v = v_1 - v = 1/2 (a+a_1) \Delta t \quad (\text{Ec.5.9})$$

Sustituyendo $(a+a_1) \Delta t$ de (Ec.5.9) en (Ec.5.8) se tiene que:

$$\Delta v = 2(\Delta u/\Delta t - v) \quad (\text{Ec.5.10})$$

Además de (Ec.6.9):

$$4 (\Delta u - v\Delta t) / \Delta t^2 = (a+a_1) = a_1 - a + 2a$$
$$\Delta a = a_1 - a = 4 (\Delta u - v\Delta t) / \Delta t^2 - 2a \quad (\text{Ec.5.11})$$

Sustituyendo (Ec.6.8) y (Ec.6.9) en (Ec.6.4), y despejando Δu , se tiene:

$$\Delta u = \Delta s^* / k^* \quad (\text{Ec.5.12})$$

$$k^* = k + 2c / \Delta t + 4m / \Delta t^2 \quad (\text{Ec.5.13})$$

$$\Delta s^* = -m(s_1 - s) + [4m / \Delta t + 2c]v + 2ma \quad (\text{Ec.5.14})$$

Para el caso particular Δt constante, el método tiene los siguientes pasos:

- Calcular k^* (ecuación 5.13) el cual se mantiene constante.
- En cada paso de tiempo encontrar Δs^* (ecuación 5.14), Δu (ecuación 5.12), Δv (ecuación 5.10) y Δa (ecuación 5.11).

c) Calcular las aceleraciones, velocidades y desplazamientos para $t + \Delta t$, sí:

$$u_1 = u + \Delta u$$

$$v_1 = v + \Delta v$$

$$a_1 = a + \Delta a$$

d) El siguiente paso comienza con: $u = u_1$

$$v = v_1$$

$$a = a_1$$

Para el estado inicial (antes de la excitación) se considera la masa en reposo, es decir cuando $t = 0$, $v = 0$, $u = 0$, y $a = 0$.

Una ventaja de los métodos paso a paso es que pueden utilizarse para resolver las ecuaciones de movimiento sin necesidad de calcular los modos de vibración y períodos.

CAPITULO 6
ANALISIS NO- LINEAL DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES DISEÑO,
APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTE.

6.1 METODOS DE ANALISIS NO-LINEAL

Para obtener información acerca del comportamiento elastoplástico de las estructuras se utilizan los métodos de análisis no lineal, entre los cuales se tienen:

- a. **Métodos de análisis dinámico paso a paso:** Consiste en someter la estructura a un sismo registrado por medio de un acelerograma, con el objetivo de obtener las demandas de ductilidad local para cada sección de los elementos de vigas y columnas de los marcos "A" y "3", del edificio de 2 niveles diseñado con el programa ETABS, para compararlas con las ductilidades ofrecidas de dichas secciones. ver numeraciones de elementos y nudos (fig.6.1).
- b. **Método de colapso.** En este método la estructura es sometida a un set de cargas laterales estáticas, las cuales son incrementadas hasta alcanzar un estado de falla global o local. El objetivo del análisis de colapso es proporcionar información acerca de la resistencia y deformación de la estructura.

Con el fin de realizar los análisis paso a paso y de colapso, se utilizó el programa para análisis no lineal DRAIN-2DX.

Antes de llevar a cabo los análisis no lineales antes mencionados, es necesario efectuar las etapas siguientes:

1. **Obtención de las propiedades de las secciones:** Cálculo Los momentos y curvaturas de las secciones para condiciones de fluencia y resistencia última fueron obtenidos teniendo las siguientes consideraciones:
 - La condición de fluencia se define cuando el acero del lecho inferior de la sección alcanza la deformación unitaria de fluencia (χ_y), que es igual a la razón entre el esfuerzo de fluencia del acero y el módulo de elasticidad del acero (f_y/E_s).
 - La condición de resistencia última se define cuando la deformación unitaria en la fibra superior de la sección de concreto reforzado, alcanza el valor de 0.003.

El procedimiento que se siguió es el siguiente:

- La sección debe de cumplir con la compatibilidad de las deformaciones unitarias, así como con el equilibrio entre las fuerzas internas de tensión y compresión. Para el caso de secciones de columnas, también se toma en cuenta la acción externa de una carga axial, que corresponde a la condición de carga muerta y carga viva instantánea.
- A partir de la compatibilidad de deformaciones unitarias y equilibrio de fuerzas, con un método de prueba y error, se encuentra el valor de la distancia de la fibra superior de la sección al eje neutro "c". Con este valor de "c", se pueden conocer los valores de curvatura de la sección, según la condición que se está analizando.

Condición de fluencia

$$K_f = \chi_y / (d-c) \quad (\text{Ec.6.1})$$

Condición de resistencia última

$$K_u = 0.003 / c \quad (\text{Ec.6.2})$$

Donde:

K_f = curvatura de fluencia de la sección

K_u = curvatura última de la sección

χ_y = deformación unitaria del acero en condición de fluencia

d = distancia de la fibra superior de la sección al acero del lecho inferior.

c = distancia de la fibra superior de la sección al eje neutro

- La ductilidad ofrecida de la sección (μ_{of}) es calculada con la siguiente fórmula:

$$\mu_{of} = K_u / K_f \quad (\text{Ec.6.3})$$

2. Ejecución del programa DRAIN-2DX:

- Generación de un archivo de entrada para cada marco a analizar, para lo cual se tomaron las siguientes consideraciones:

- a) Los elementos estructurales se modelaron mediante el tipo 02, el cual consiste en un elemento viga-columna con rótulas plásticas en los extremos, partiendo de que en marcos sometidos a cargas sísmicas, las rotulas se formarán en los extremos³³.
- b) Consideración del 100% de las cargas muerta y viva instantánea, como masas en los nudos del marco, para análisis dinámico.
- c) Período de la estructura obtenido de programa ETABS.
- d) Razón de amortiguamiento del 5%.
- e) Se consideró el sistema de losa densa como un entrepiso rígido
- f) Se utilizó el acelerograma del IGN el cual esta discretizado en pasos de 0.02 segundos y tiene una duración de 20 segundos.

6.1.1 METODO DE ANALISIS DINAMICO PASO A PASO.

El acelerograma seleccionado corresponde al registro del instituto Geotécnico Nacional (IGN), del terremoto de San Salvador del 10 de Octubre de 1986 , el cual esta discretizado en pasos de 0.02 seg. Y tiene una duración de 20 segundo.

- Los datos necesarios para la obtención de las demandas de ductilidad son el giro de fluencia y el giro máximo registrado durante el sismo, para cada sección, en el extremo de los elementos.
- Las demandas de ductilidad obtenidas se comparan con las ductilidades ofrecidas por cada elemento.
- Para calcular las curvaturas demandadas, se utilizo la formula:³⁴

$$K = 2 \emptyset / L \quad (\text{Ec.6.4})$$

Donde:

K: curvatura del elemento

\emptyset : giro máximo registrado, del área transversal del elemento (rad)

L: longitud del elemento

- Luego se obtienen el balance de ductilidad de la sección que es igual a la diferencia de la ductilidad ofrecida y la ductilidad demandada.

$$\text{Balance de ductilidad} = \text{Ductilidad ofrecida} - \text{Ductilidad demandada.}$$

6.1.2 METODO DE ANALISIS DE COLAPSO.

Consiste en aplicar a la estructura un set fijo de cargas laterales las cuales son incrementadas en pasos hasta lograr una condición de falla estructural global o local. Debido a que el método de colapso permite el comportamiento no lineal de la estructura, se puede obtener información sobre la resistencia, deformación y la distribución de las rotulas plásticas lo que permite establecer los miembros que alcanzan estados limites con respecto a su capacidad de carga y que merecen atención en el proceso de diseño.

LOS CRITERIOS DE FALLA UTILIZADOS SON LOS SIGUIENTES:

- 1- Se forman tantas rotulas plásticas que el sistema se vuelva inestable.

$$\text{IND} = 3\text{NM} + \text{NR} - 3\text{NJ} - \text{Nrot.} \quad (\text{EC.6.5})$$

$$\text{IND} = -1 \quad (\text{INESTABLE})$$

$$\text{Nrot.} = 3\text{NM} + \text{NR} - 3\text{NJ} - 1$$

Donde:

IND = grado de indeterminación.

NM = número de miembros.

NR = número de reacciones.

NJ = número de juntas.

Nrot. = Numero de rotulas plásticas.

2- Cuando en un nudo se forman rotulas en todas las juntas que convergen en él.

3- Se exceden los valores máximos de giro en alguna de las secciones.

$$k_{ult} = 0.003 / C_{ult} \quad (Ec.6.6) \quad \theta_{ult} = k_{ult} \cdot L/2 \quad (Ec.6.7)$$

Donde: k_{ult} = curvatura ultima.

C_{ult} = distancia del extremo superior del elemento al eje neutro para condición ultima.

θ_{ult} = giro ultimo.

L = longitud del elemento.

4- Se exceden los valores máximos de corte en alguna de las secciones

Vigas:

$$V_u = (M_{pi} + M_{pj}) / L + 0.75(W_u \cdot L) / 2 \quad (Ec.6.8)$$

V_u = cortante último del elemento.

$M_{pi} + M_{pj}$ = mayor valor absoluto de la suma de momentos plásticos positivos y negativos del elemento.

$$M_p = A_s \cdot 1.25 \cdot F_y \cdot (d - a/2) \quad (Ec.6.9)$$

$$a = (A_s \cdot 1.25 \cdot F_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b) \quad (EC.6.10)$$

donde:

A_s = área de acero

F_y = resistencia a la fluencia del acero

f'_c = resistencia del concreto.

d = peralte efectivo de la viga.

b = base de la viga.

a = peralte del bloque rectangular equivalente.

Columnas:

$$V_u = 2 \cdot M_u / L \quad (\text{Ec.6.11})$$

Donde:

V_u = cortante ultimo

M_u = momento ultimo de columna (momento balanceado).

L = longitud de rostro a rostro de columna.

5- Se exceden los valores máximos de desplazamiento relativos entre dos entrepisos.

$$\Delta_{adm.} = 0.015 \cdot h_{sx} \quad (\text{Ec.6.12})$$

$$\Delta_{adm.} = 0.015 \cdot (3.8) = 5.7 \text{ cm.}$$

- **CALCULO DE LOS FACTORES DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA GLOBAL**

El factor de ductilidad global se calcula por la formula siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{Ec.6.13})$$

donde Δ_u es el desplazamiento máximo medido cuando se alcanza la condición de colapso en la estructura, y Δ_y es el desplazamiento cuando se forma la primera rotula plástica en el sistema. Ambos desplazamientos se han medido en el nivel superior de todos los edificios.

El factor de resistencia global se obtiene mediante la siguiente ecuación:⁷

$$K_{ULT} \cdot r_{ULT} = \alpha_{ULT} \cdot R \quad (\text{Ec.6.14})$$

donde:

K_{ULT} : Matriz de rigidez en la condición de colapso

r_{ULT} : Vector de deformaciones en la condición de colapso

R : Vector de cargas estáticas

α_{ULT} : Factor multiplicador de cargas en la condición de colapso

ARCHIVO DE ENTRADA DEL DRAIN -2DX

Las unidades de los datos de entrada deben ser consistentes, es decir, utilizar las mismas unidades, ya sea para longitudes, fuerzas y tiempo. En nuestro caso se utilizaron kilogramos fuerza, metros, y segundos. la numeración nudos y elementos se muestra en la figura 6.1.

1. Comando *STARTXX: Iniciación del problema

La función de este comando es controlar la ejecución del programa

a. Nombre del problema

b. Códigos de control

- 0: Ejecuta el programa
- 1: Lee las entradas por líneas y muestra el análisis progresivo
- 0: Ignora el efecto p-delta
- 1: Calculo de la energía

2. Comando *NODECOORDS

En este comando se asignan las coordenadas a los nudos

Donde :

C = Indica un control de nudos

#Nudo: Número de nudos

Coordenada "x": Coordenadas en eje x

Coordenada "y": Coordenadas en eje y

NOTA: Se ha tomado como eje "x", el eje horizontal, y como eje "y" el eje vertical

Generación de nudos:

El propósito es generar los nudos que no fueron definidos en el paso anterior.

La generación se realiza por el método lineal (L), que consiste en generar los nudos derecho e izquierdo de un mismo nivel, y definir el incremento en numeración para los nudos intermedios.

3. Comando *RESTRAINTS

En este comando se definen las condiciones de apoyo en la base.

- a. 1: Restringe el movimiento en X.
- b. 1: Restringe el movimiento en Y
- c. 1: Restringe el movimiento en Z
- d. Luego se especifican los nudos que serán definidos como empotrados o articulados.

4. Comando *SLAVING

En este comando se hace que los nudos de un mismo nivel trabajen como rígidos.

Se escriben:

- a. 1: Esclavo del nudo "master" en la dirección del desplazamiento "x"
- b. 0: El desplazamiento en esa dirección es libre y no depende del nudo "master"
(y) y (z)
- c. Se especifican los nudos que actuarán como piso rígido

5. Comando *MASSES

En esta parte se le asigna las masas a los nudos:

- a) 1: considera la masa en "x" e "y"
- b) 0: no considera la masa en "z"
- c) Se asignan los valores de masa al nudo correspondiente

6. Comando *ELEMENTGROUP

En esta parte se asigna el tipo de elemento a utilizar, para nuestro caso se usó el TIPO 02, que es un elemento con rotulas plásticas en los extremos. Se debe remitir también al

apartado E02.2.1, E02.2.2, E02.2.4. del manual de usuario del DRAIN-2DX, para asignar propiedades de vigas y columnas, momentos de fluencia, consideración de iteraciones por efectos p-delta para secciones de columnas.

7. Comando *SECTION

En esta parte se considera el cálculo de los cortantes, cargas axiales y momentos a las secciones definidas; se debe hacer un corte en cada nivel y luego tomar la matriz de transformación del elemento TIPO 02 y se establecen las coordenadas a cada eje de columnas.

8. Comando *GENDISP

En este comando se definen los desplazamientos relativos entre dos nudos, o una deformación basada en los desplazamientos relativos de varios nudos. Se especifican los números de nudos extremos en la dirección "x", y el porcentaje de la inversa de la distancia entre ellos. Lo mismo para la dirección "y", para los nudos de cada entrepiso.

9. Comando *RESULTS

En este comando la función es de dar los resultados del análisis ya sea por elementos o por nudos.

- Desplazamientos nodales (NSD): Se especifican los números de los nudos de los cuales serán mostrados los desplazamientos y giros.

- Resultados por elementos (E): Se especifican los números de los elementos de los cuales serán mostrados los desplazamientos y giros.

Los resultados son mostrados en el archivo de salida ".OUT".

Si no se le piden resultados al programa, éste siempre calcula las envolventes para todos los nudos y elementos del marco y los muestra siempre en el archivo ".OUT".

10. Comando *ELEMLOAD

La función de este comando es de asignar las cargas de servicio a los elementos (carga muerta y carga viva). Las cargas son asignadas como reacciones en los nudos del elemento, es decir, como cargas nodales. Para el desarrollo de la opción ELEMLOAD, referirse al elemento TIPO 02 en los numerales E02.3.1 y E02.3.2 del manual de usuario del programa.

11. Comando *NODALOAD

Este comando asigna cargas puntuales a los nudos. Para nuestro caso se asignaron las cargas sísmicas obtenidas de la distribución del cortante basal.

12. Comando *ACCNREC

La función del comando es leer el archivo del acelerograma.

- a) Se coloca el nombre del archivo donde esta la información de las aceleraciones registradas.
- b) Se coloca el tiempo de duración del sismo y el intervalo de tiempo entre cada aceleración
- c) Se define el formato del archivo externo (8f10.0, que indica filas de ocho datos de aceleración espaciados a un mismo intervalo de tiempo)
- d) Los factores para la aceleración y el tiempo

13. Comando *PARAMETERS.

La función de este comando es de mostrar los resultados del análisis que para

este ejemplo pueden ser:

- a) Análisis estático (OS)
- b) Análisis dinámico (OD)

Por ejemplo para el análisis dinámico se coloca el intervalo de tiempo para la impresión de resultados, que no necesariamente tienen que ser el mismo intervalo de los datos del acelerograma. Esto es útil para ahorrar tiempo de computo y espacio en el disco duro.

14. Comando *ACCN.

La función de este comando es realizar un análisis dinámico paso a paso.

Se especifican:

- a) Tiempo de duración del sismo
- b) Máximo número de pasos
- c) Si los intervalos de tiempo son constantes.
- d) Dirección de la aceleración.
- e) Nombre del archivo que fue generado en el comando *ACCNREC.

- f) Factor de la aceleración y del tiempo, que será diferente de uno, en caso de que las unidades de las aceleraciones y/o los intervalos de tiempo del archivo externo, no sean las mismas que las utilizadas en el archivo de entrada.

15. *STAT

Permite realizar un análisis estático en el rango inelástico. Con este comando podemos realizar el análisis de colapso (push-over), ya que nos permite controlar un desplazamiento generado a partir de la multiplicación de las cargas laterales definidas en *NODALOAD. El análisis se completa cuando el incremento de desplazamiento es alcanzado. Para nuestro caso el incremento es igual a la deriva del entrepiso superior.

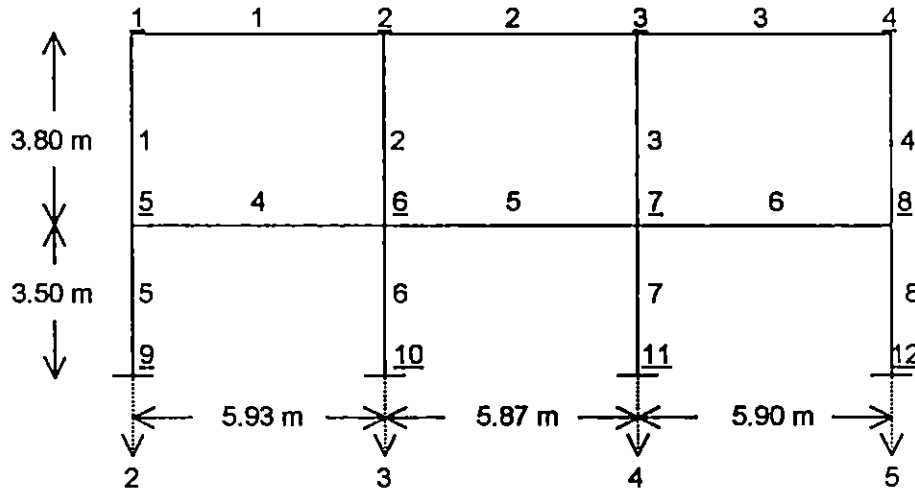
16. *STOP

Indica el final del análisis (es necesario escribirlo).

Fig.6.1 MARCOS A MODELAR EN ELPROGRAMA DRAIN 2D-X

Cotas en mts. Sin escala

MARCO "A"

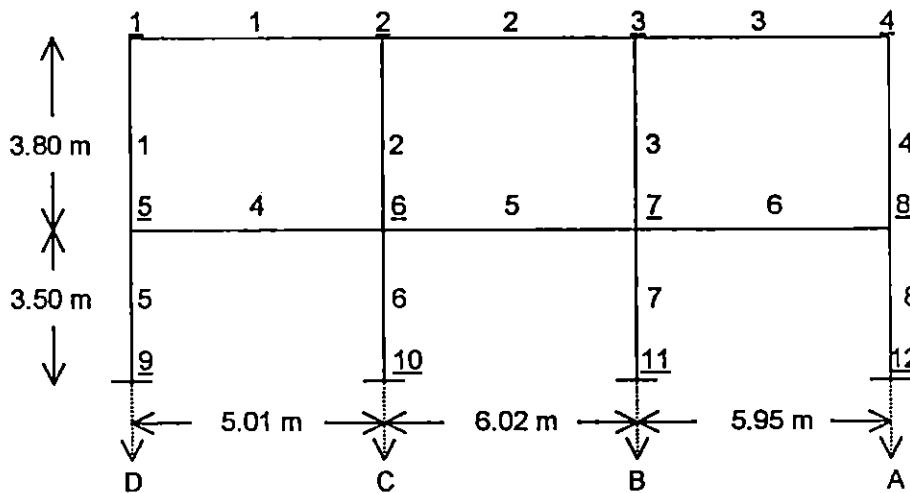


Simbología:

#: numeración de nudos

#: numeración de elementos (vigas y columnas por separado)

MARCO "3"



Simbología:

#: numeración de nudos

#: numeración de elementos (vigas y columnas por separado)

6.1.3 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO PASO A PASO

TABULACION DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos del método paso a paso, se observa que en ninguna de las secciones de los elementos que forman los marcos "A" y "3", los valores de ductilidad que demanda el sismo, sobrepasan las ductilidades ofrecidas. Los giros máximos de las secciones se obtienen de las envolventes que muestran los archivos "cal3-sis.OUT" y "calA-sis.OUT", para los marcos "3" y "A", respectivamente. Las demandas de ductilidad iguales a 1.0, indican que el giro máximo registrado durante el sismo, es menor o igual al valor del giro que produce que la sección llegue a la condición de fluencia.

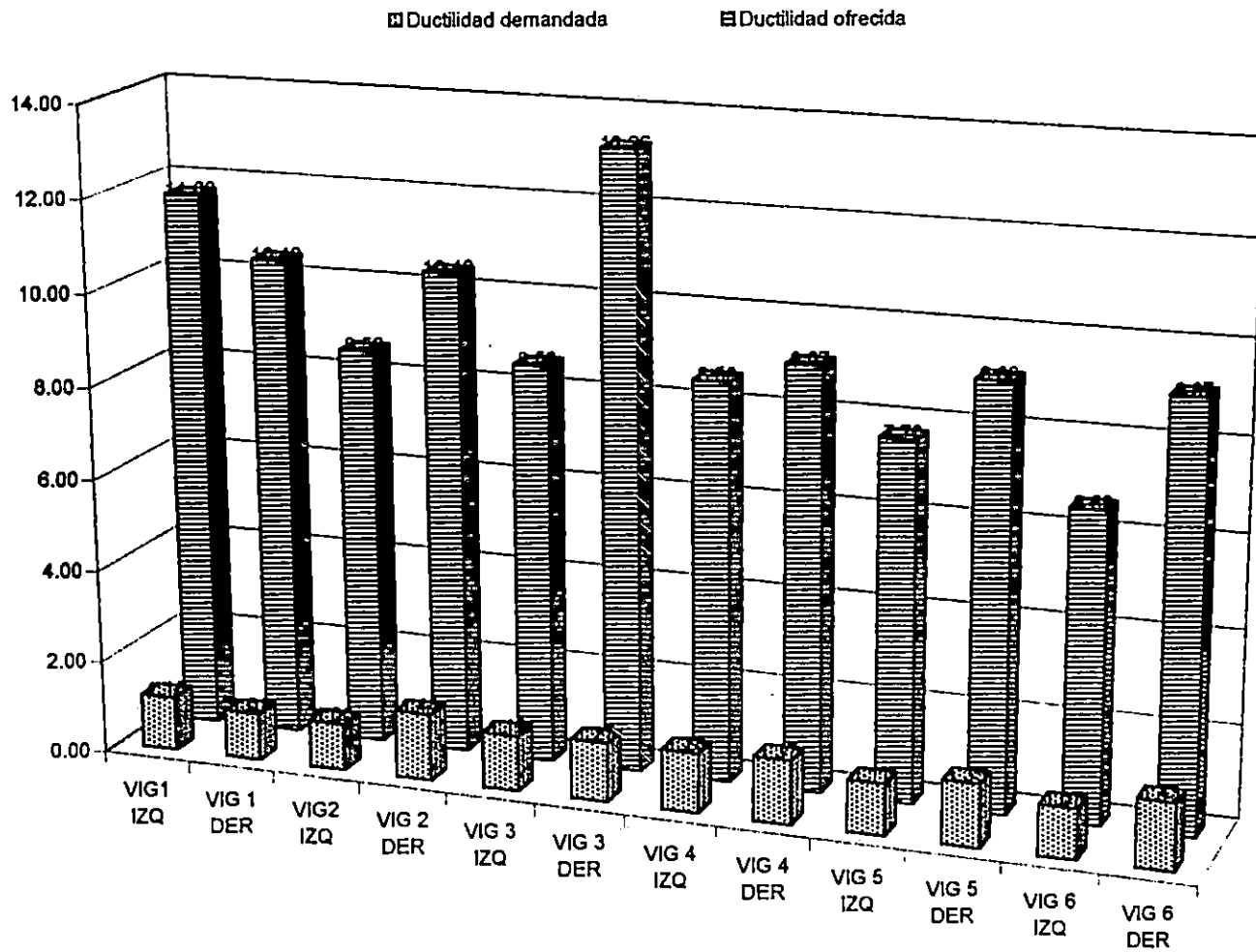
RESULTADOS MARCO "3"

Las gráficas 6.1 y 6.2 ilustran la comparación entre las ductilidades demandadas por el sismo, con las ductilidades ofrecidas para las secciones de vigas, de forma separada, para giros positivos (giro en el sentido antihorario) y para giros negativos (giro en el sentido horario), respectivamente. Del mismo modo, las gráficas 6.3 y 6.4 ilustran las ductilidades demandadas contra las ductilidades ofrecidas, esta vez, para las secciones de columnas.

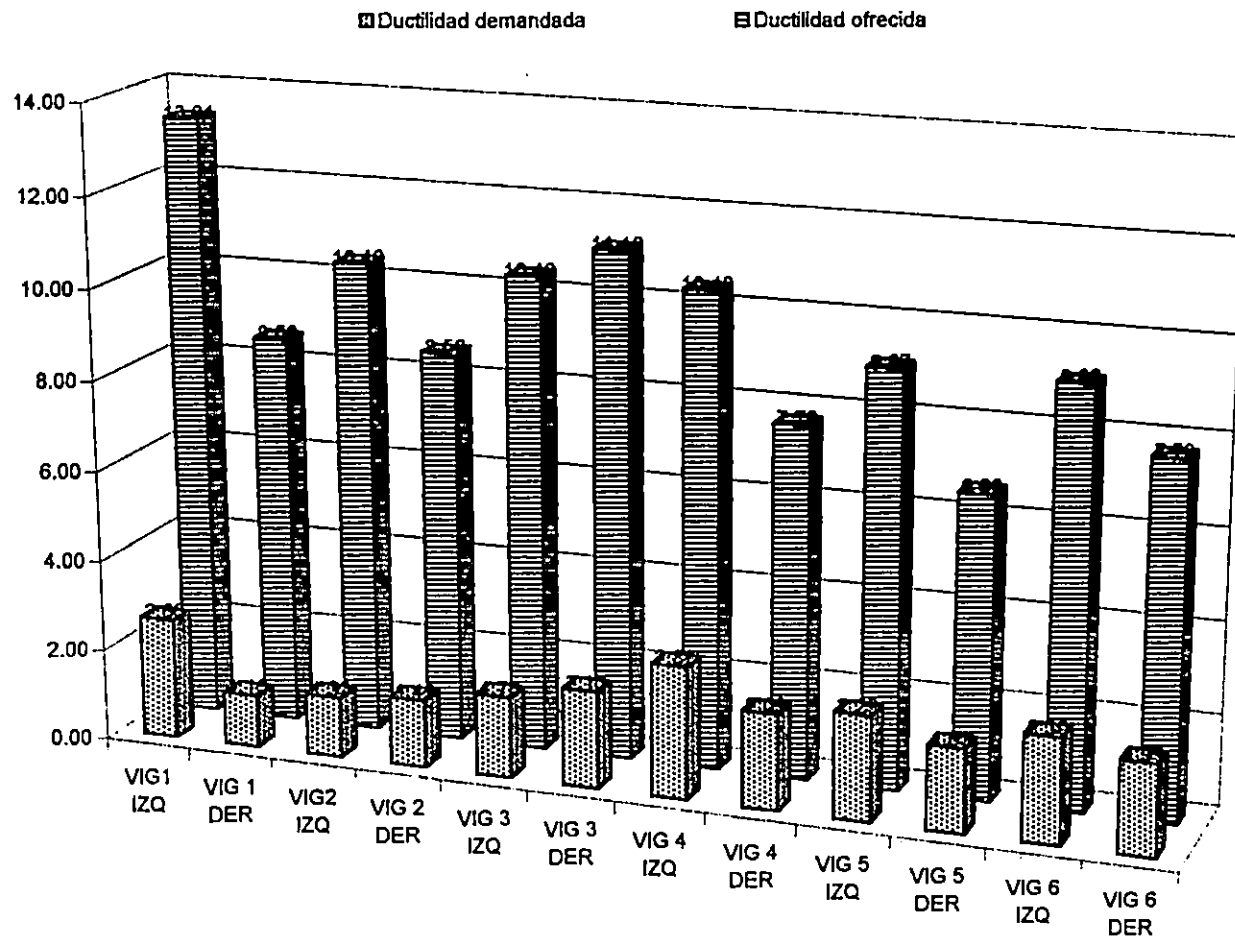
RESULTADOS MARCO "A"

En las gráficas 6.5 y 6.6 se comparan las ductilidades demandadas con las ductilidades ofrecidas en las secciones de vigas del marco, de forma separada, para giros positivos (giro en el sentido antihorario), y para giros negativos (giro en el sentido horario), respectivamente. También, para las secciones de las columnas del marco, las graficas 6.7 y 6.8 comparan las ductilidades demandadas con las ductilidades ofrecidas, siempre de forma separada, para giros positivos y giros negativos.

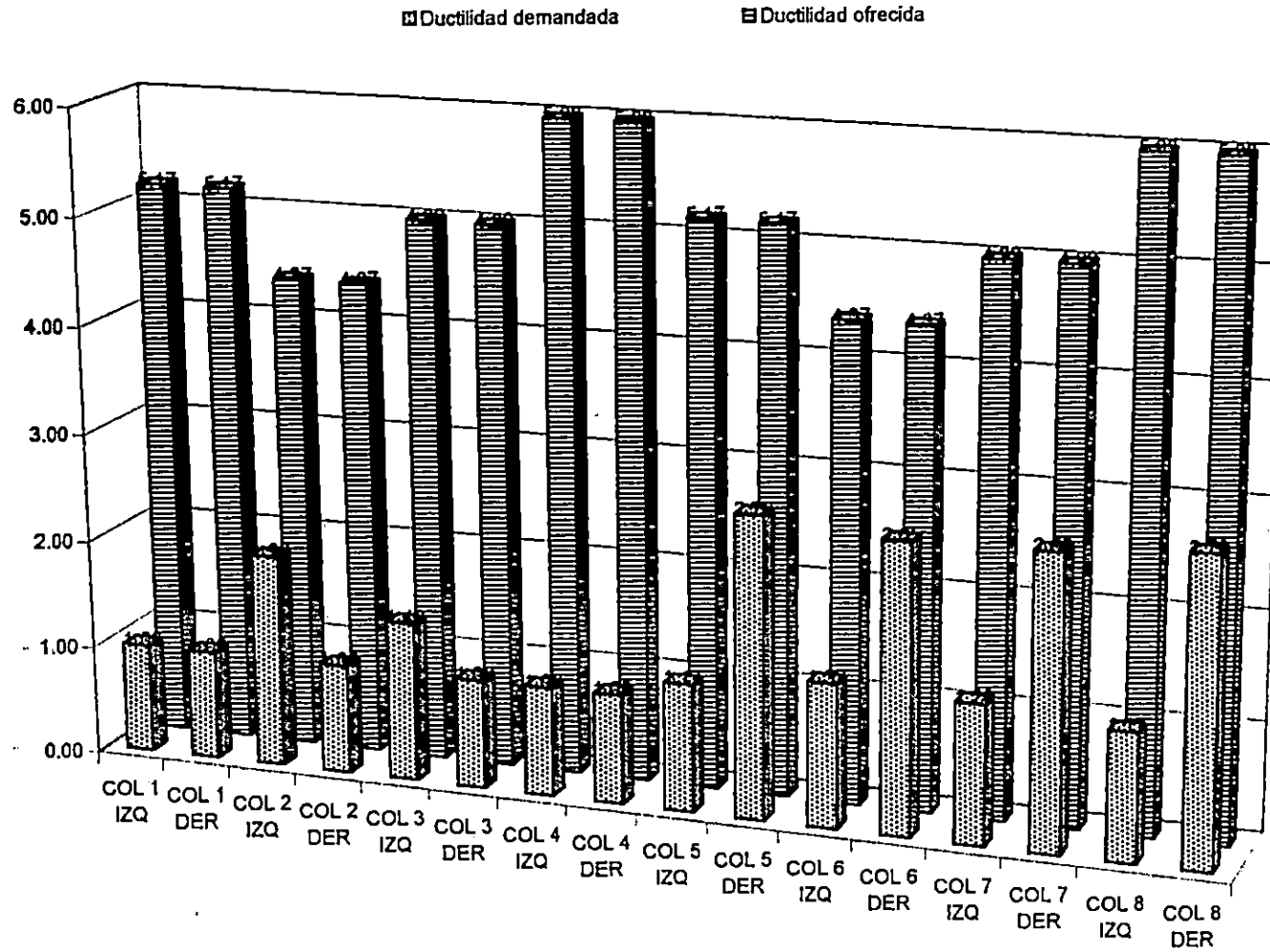
Grafica 6.1 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en vigas del marco 3



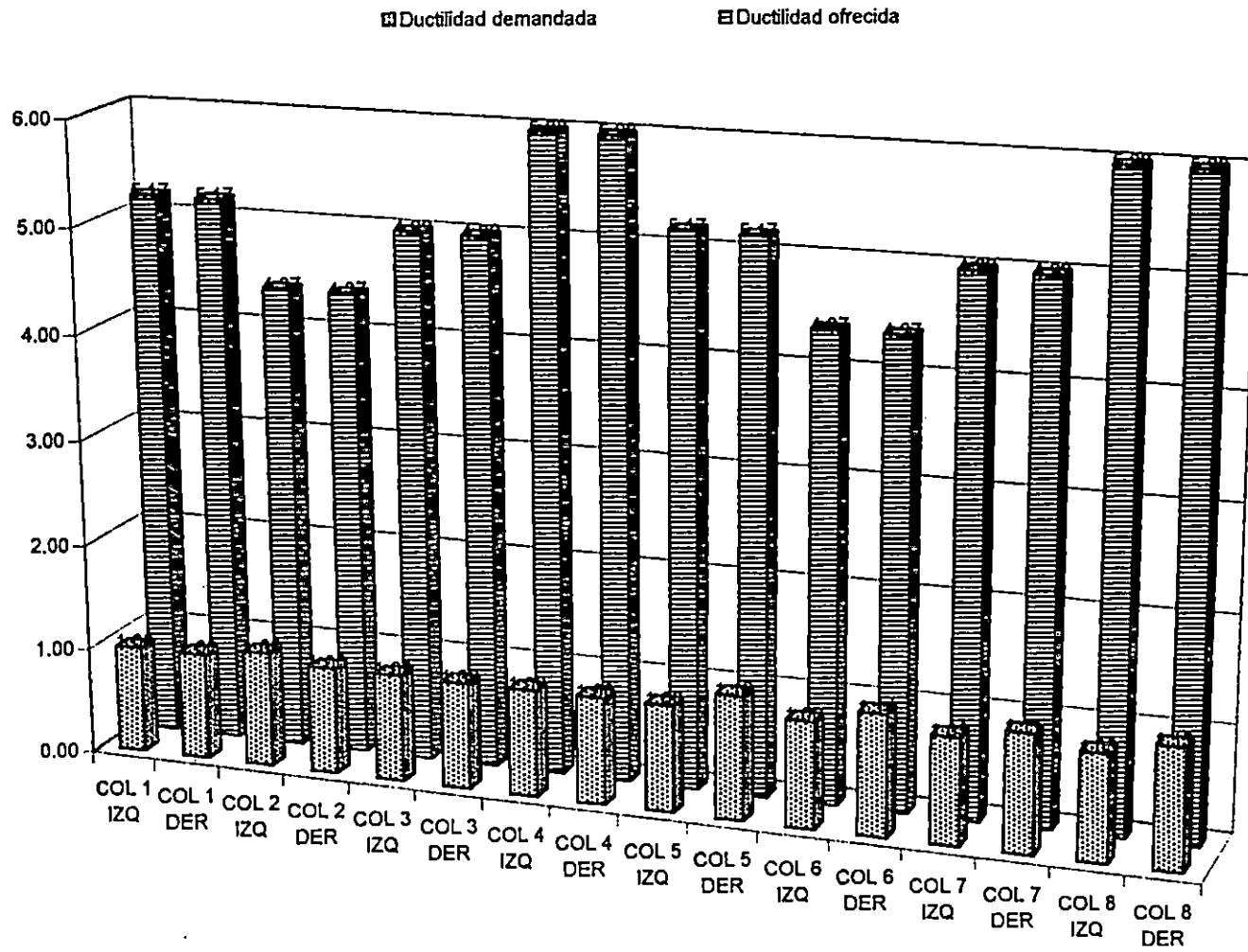
Grafica 6.2 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en vigas del marco 3



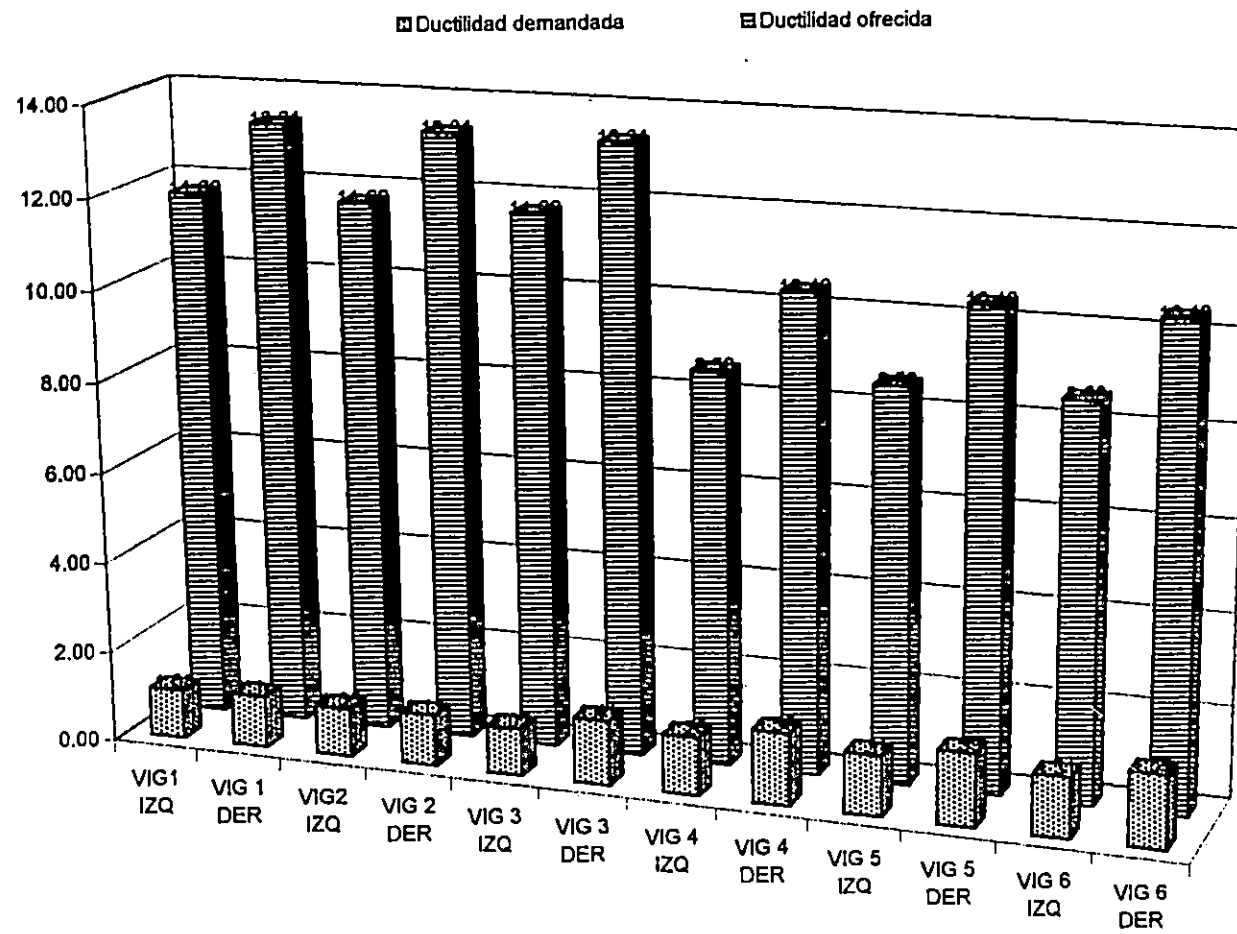
Grafica 6.3 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro positivo en columnas del marco 3



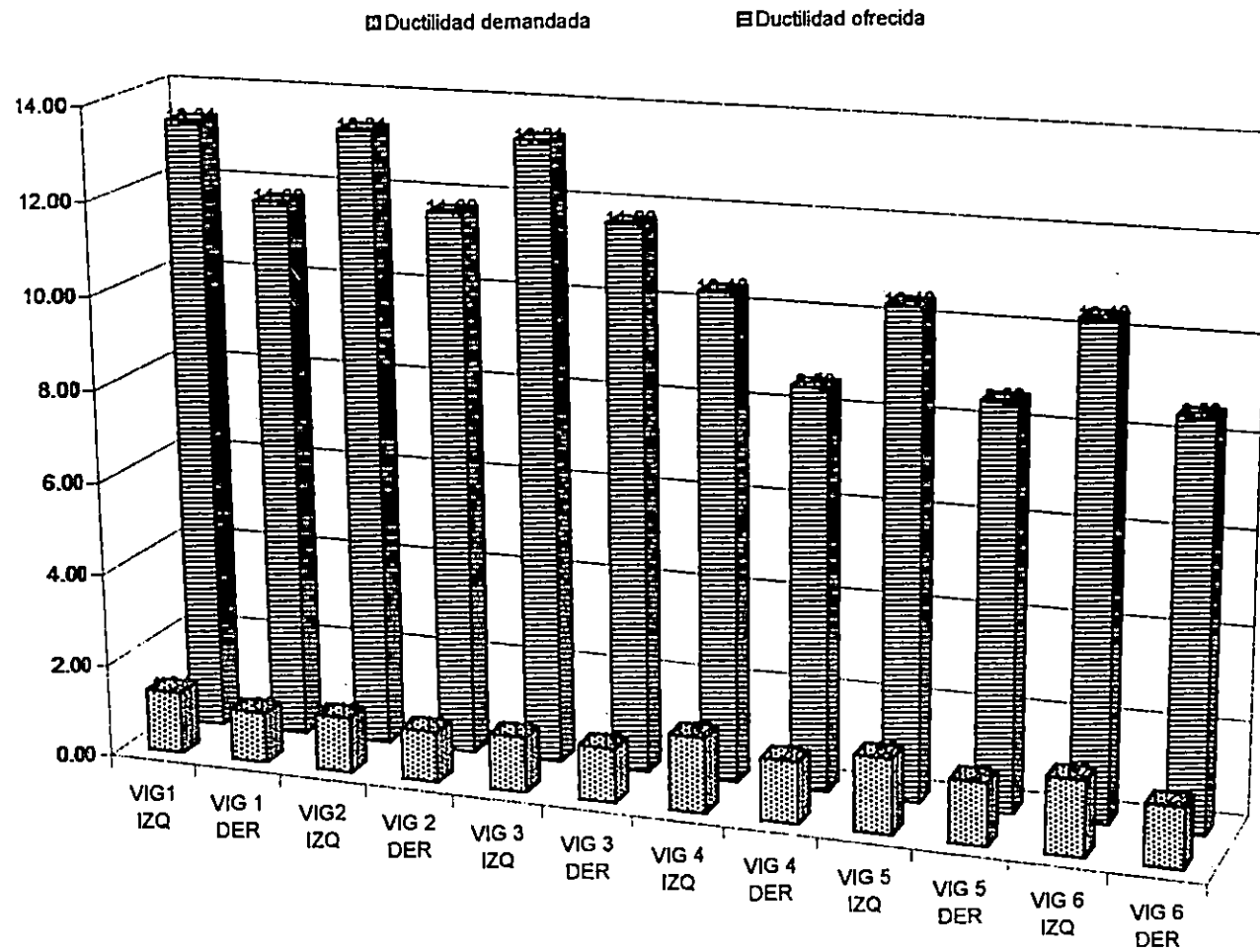
Grafica 6.4 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en columnas del marco 3



Grafica 6.5 Demandas de ductilidad contra ductilidades ofrecidas para giros positivos en vigas del marco "A"

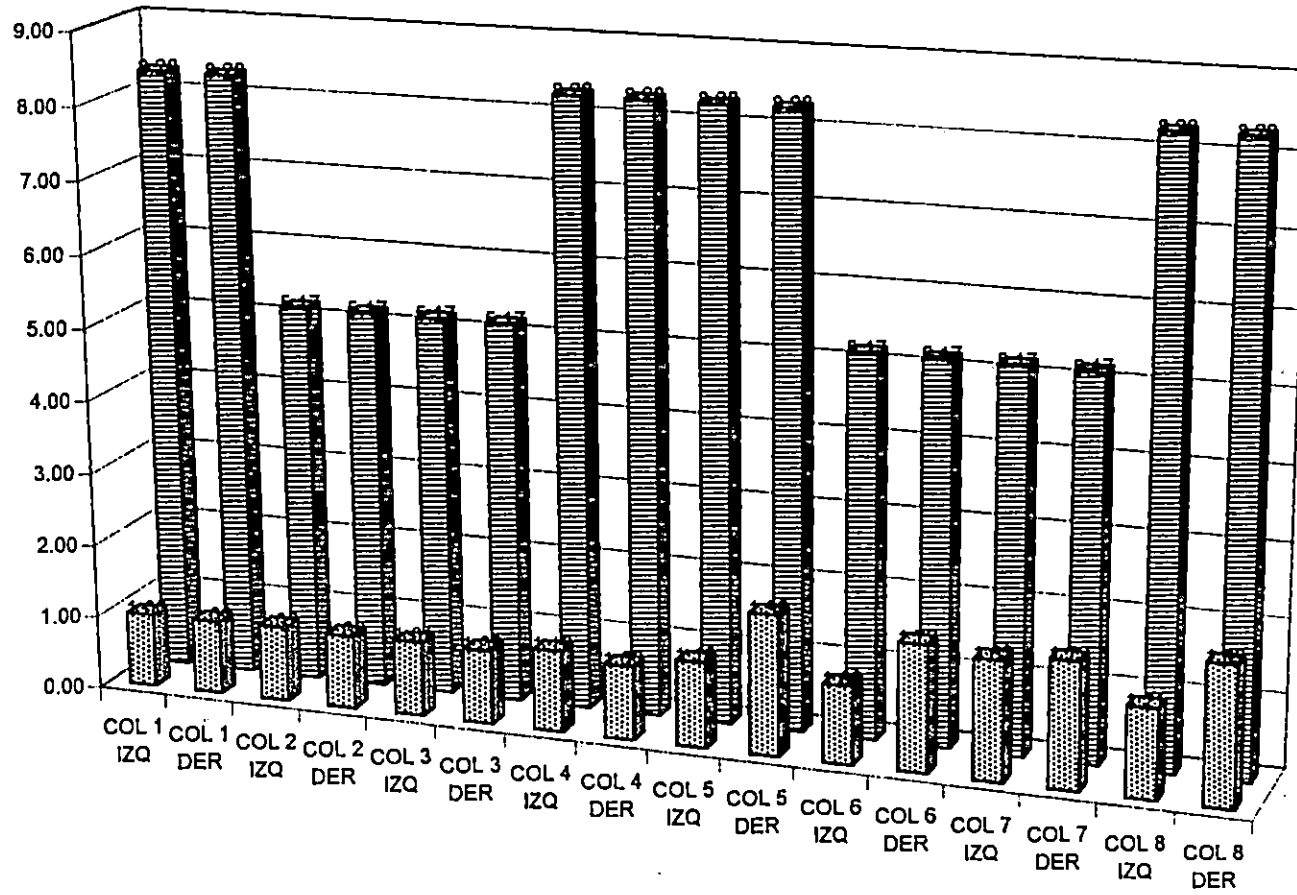


Grafica 6.6 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giro negativo en vigas del marco "A"

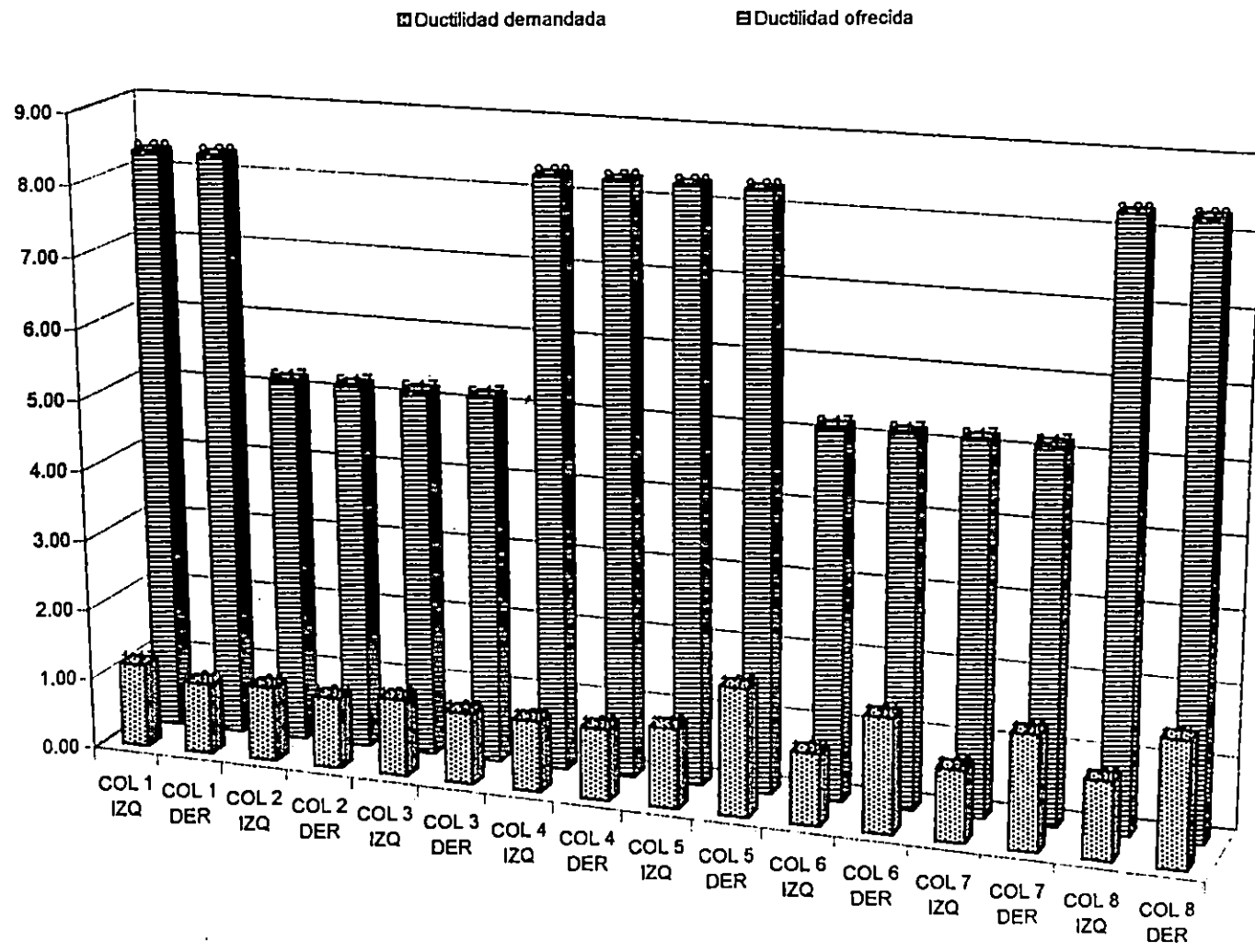


Grafica 6.7 Ductilidad demandada contra ductilidad ofrecida para giros positivos en columnas del marco "A"

▨ Demanda de ductilidad ▩ Ductilidad ofrecida



Grafica 6.8 Demanda de ductilidad contra ductilidad ofrecida para giros negativos en columnas del marco "A"



6.1.4 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTÁTICO DE COLAPSO.

Marco 3

En la tabla 6.1a y 6.1b se muestra la secuencia de formación de rotulas en el marco 3, obtenidas del archivo CAL3-COLECH. Los elementos de viga corresponden al ELEMENTGROUP No 1 y las columnas al ELEMENTGROUP No 2.

Utilizando la numeración de elementos presentada en la fig.6.1, se observa en la tabla 6.1a. que todas las vigas rotulan en el nudo izquierdo con giro negativo (debido a la dirección de la carga lateral), Cuando el factor de carga llega a un valor de 2.57 fluye la columna 5 en el nudo inferior. Posteriormente, aparecen rotulas plásticas negativas en el nudo derecho en las vigas, y siguen formándose rotulas en las columnas, hasta alcanzar el colapso al formarse rotulas en todas las juntas que convergen en el nudo 2 para un factor de carga de 3.06.

La secuencia de formación de rótulas plásticas se muestra en la fig. 6.2 (a, b, c, d y e)

La tabla 6.2 muestra la historia del desplazamiento del nudo 4 y el cálculo de la ductilidad global, obteniéndose un valor de 5.39.

Marco A

Se puede observar en la secuencia de la tabla 6.3a y 6.3b que las columnas del nivel inferior fluyen en sus extremos inferiores, pero el número de rótulas no sobrepasa las 18 (límite de inestabilidad). Tampoco se exceden los valores últimos de resistencia para vigas y columnas. Finalmente el colapso sucede, cuando en el nudo superior 4 entran en fluencia todas sus juntas, para un valor de carga de 2.516.

En el marco A la formación de rótulas plásticas sucede en las vigas del nivel inferior, nudo izquierdo y giro negativo. Luego sucede en las columnas 5 (factor de carga = 1.54) y 8 (factor de carga = 1.59) en sus extremos inferiores.

Según tabla 6.3 a y b, todas las vigas alcanzan el estado de fluencia en sus extremos. Finalmente, las columnas del nivel inferior fluyen en los nudos inferiores.

La secuencia de formación de rótulas plásticas se muestra en la fig. 6.3 (a, b, c y d)

La tabla 6.4 muestra la historia del desplazamiento del nudo 4 y el cálculo de la ductilidad global, obteniéndose un valor de 6.21, el cual es mayor que el calculado para el marco "3".

Los valores de ductilidad global de 5.31 y 6.21 para el marco 3 y A, respectivamente, se pueden considerar como aceptables, al ser comparados con los valores típicos de 3 a 5, los cuales son esperados para marcos de concreto reforzado ³⁵.

La resistencia del marco 3 y A es satisfactoria si se compara con los factores de amplificación de carga que se encuentran en la norma (1.7 para carga viva, 1.4 para sismo y carga muerta).

TABLA 6.1a

SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN MARCO "3" MODELO DE CALIBRACION

Incremento de desplazamiento para cada paso (step): 0.3 cm

Desplazamiento total: 0.3cm * 19 pasos = 5.7 cm. límite de la deriva de entrepiso (0.15* h_x)

Números de grupo:

Grupo 1 para vigas

Grupo 2 para columnas

Códigos de fluencia:

- 11 ----- rotula plástica positiva en nudo i
- 12 ----- rotula plástica negativa en nudo i
- 10 ----- sin carga en nudo i
- 21 ----- rotula plástica positiva en nudo j
- 22 ----- rotula plástica negativa en nudo j
- 20 ----- sin carga en nudo j

Step No.	Load Factor	Event No.	Event Type	Event Factor	Group No.	Elem No.	Event Code	Max Force Unbalance	Max Moment Unbalance
1	7.9499E-01	1	3	7.9499E-01				4.5475E-12	3.6380E-12
2	1.1900E+00	1	1	3.9506E-01	1	4	12	2.9940E-01	1.0000E+00
	1.5309E+00	2	3	3.4085E-01				5.4570E-12	2.7285E-12
3	1.9849E+00	1	1	4.5397E-01	1	6	12	2.5210E-01	1.0000E+00
	2.1387E+00	2	1	1.5379E-01	1	5	12	2.4917E-01	1.0000E+00
	2.1525E+00	3	1	1.3850E-02	1	1	12	2.9940E-01	1.0000E+00
	2.1732E+00	4	3	2.0639E-02				1.8190E-12	3.6380E-12
4	2.3849E+00	1	1	2.1170E-01	1	3	12	2.5210E-01	1.0000E+00
	2.5740E+00	2	1	1.8917E-01	2	5	21	1.2349E+01	5.0000E-01
	2.5960E+00	3	3	2.1981E-02				1.5176E+00	5.4570E-12
5	2.6079E+00	1	1	1.1921E-02	1	2	12	2.2747E+00	1.0000E+00
	2.6988E+00	2	1	9.0830E-02	2	6	21	9.9638E+00	7.2742E-01
	2.7069E+00	3	1	8.1479E-03	2	8	21	1.0754E+01	7.0119E-01
	2.7507E+00	4	1	4.3791E-02	1	6	22	1.2866E+01	6.1314E-01
	2.8249E+00	5	1	7.4219E-02	2	7	21	1.4791E+01	5.0000E-01
	2.8290E+00	6	1	4.0628E-03	1	3	22	1.3954E+01	1.0000E+00
	2.8580E+00	7	3	2.9047E-02				6.1681E+00	5.4570E-12

TABLA 6.1b

SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN MARCO "3" MODELO DE CALIBRACION

Step No.	Load Factor	Event No.	Event Type	Event Factor	Group No.	Elem No.	Event Code	Max Force Unbalance	Max Moment Unbalance
6	2.8695E+00	1	1	1.1508E-02	1	4	22	8.0767E+00	1.0000E+00
	2.9649E+00	2	3	9.5382E-02				1.1961E+01	5.4570E-12
7	2.9883E+00	1	1	2.3397E-02	1	5	22	1.3317E+01	1.0000E+00
	3.0387E+00	2	3	5.0349E-02				9.2450E+00	3.6380E-12
8	3.0604E+00	1	1	2.1723E-02	1	1	22	1.0144E+01	1.0000E+00
	3.0684E+00	2	1	8.0341E-03	2	2	11	6.8856E+00	2.7384E+00
	3.0824E+00	3	1	1.3986E-02	1	2	22	1.6627E+00	5.6001E+00
	3.0824E+00	4	1	1.4666E-05	1	1	20	1.6559E+00	5.1564E+00
	3.0853E+00	5	3	2.8727E-03				3.1606E-01	3.6380E-12
9	3.0933E+00	1	1	7.9848E-03	1	2	12	1.0525E+00	1.6268E+00
	3.1065E+00	2	3	1.3271E-02				1.4286E+00	3.6380E-12
10	3.1278E+00	1	3	2.1237E-02				2.2821E+00	3.6380E-12
11	3.1490E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
12	3.1702E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
13	3.1913E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
14	3.2125E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
15	3.2337E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
16	3.2549E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
17	3.2761E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	3.6380E-12
18	3.2973E+00	1	3	2.1191E-02				2.2822E+00	5.4570E-12
19	3.3185E+00	1	6	2.1191E-02				2.2822E+00	5.4570E-12

TABLA 6.2
 CALCULO DE DUCTILIDAD GLOBAL DEL MARCO "A"
 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL NUDO 4

Step	Load Fact	X-Tran	Y-Tran	R-Rotn
1	7.9499E-01	5.60675E-03	-2.49426E-05	-4.14340E-04
2	1.1900E+00	8.39296E-03	-3.73376E-05	-6.20242E-04
	1.5309E+00	1.12062E-02	-4.98586E-05	-8.28175E-04
3	1.9849E+00	1.49528E-02	-6.65334E-05	-1.10509E-03
	2.1387E+00	1.63815E-02	-7.07413E-05	-1.20431E-03
	2.1525E+00	1.65330E-02	-7.11814E-05	-1.21509E-03
	2.1732E+00	1.67790E-02	-7.19289E-05	-1.23413E-03
4	2.3849E+00	1.92967E-02	-7.95797E-05	-1.42885E-03
	2.5740E+00	2.16930E-02	-8.38358E-05	-1.67085E-03
	2.5960E+00	2.20042E-02	-8.43625E-05	-1.69942E-03
5	2.6079E+00	2.21685E-02	-8.46429E-05	-1.71473E-03
	2.6988E+00	2.35374E-02	-8.70658E-05	-1.85103E-03
	2.7069E+00	2.36800E-02	-8.73025E-05	-1.86352E-03
	2.7507E+00	2.46478E-02	-8.87107E-05	-1.94382E-03
	2.8249E+00	2.65278E-02	-9.02679E-05	-2.07998E-03
	2.8290E+00	2.67091E-02	-9.03786E-05	-2.08945E-03
	2.8580E+00	2.81246E-02	-9.05362E-05	-2.22387E-03
6	2.8695E+00	2.86700E-02	-9.05987E-05	-2.27604E-03
	2.9649E+00	3.50436E-02	-9.13473E-05	-2.91294E-03
7	2.9883E+00	3.66098E-02	-9.15312E-05	-3.06938E-03
	3.0387E+00	4.18458E-02	-9.21701E-05	-3.61156E-03
8	3.0604E+00	4.40870E-02	-9.24437E-05	-3.84387E-03
	<u>3.0684E+00</u>	<u>4.52403E-02</u>	<u>-9.25934E-05</u>	<u>-3.97747E-03</u>
	3.0824E+00	4.73585E-02	-9.28710E-05	-4.22619E-03
	3.0824E+00	4.73629E-02	-9.28717E-05	-4.22677E-03
	3.0853E+00	4.82284E-02	-9.30083E-05	-4.34061E-03
9	3.0933E+00	5.04124E-02	-9.33529E-05	-4.62791E-03
	3.1065E+00	5.40586E-02	-9.39281E-05	-5.10750E-03
10	3.1278E+00	5.98889E-02	-9.48479E-05	-5.87439E-03
11	3.1490E+00	6.57197E-02	-9.57676E-05	-6.64124E-03
12	3.1702E+00	7.15504E-02	-9.66874E-05	-7.40810E-03
13	3.1913E+00	7.73812E-02	-9.76072E-05	-8.17495E-03
14	3.2125E+00	8.32120E-02	-9.85269E-05	-8.94180E-03
15	3.2337E+00	8.90428E-02	-9.94467E-05	-9.70865E-03
16	3.2549E+00	9.48736E-02	-1.00366E-04	-1.04755E-02
17	3.2761E+00	1.00704E-01	-1.01286E-04	-1.12424E-02
18	3.2973E+00	1.06535E-01	-1.02206E-04	-1.20092E-02
19	3.3185E+00	1.12366E-01	-1.03126E-04	-1.27761E-02

CALCULO DUCTILIDAD GLOBAL

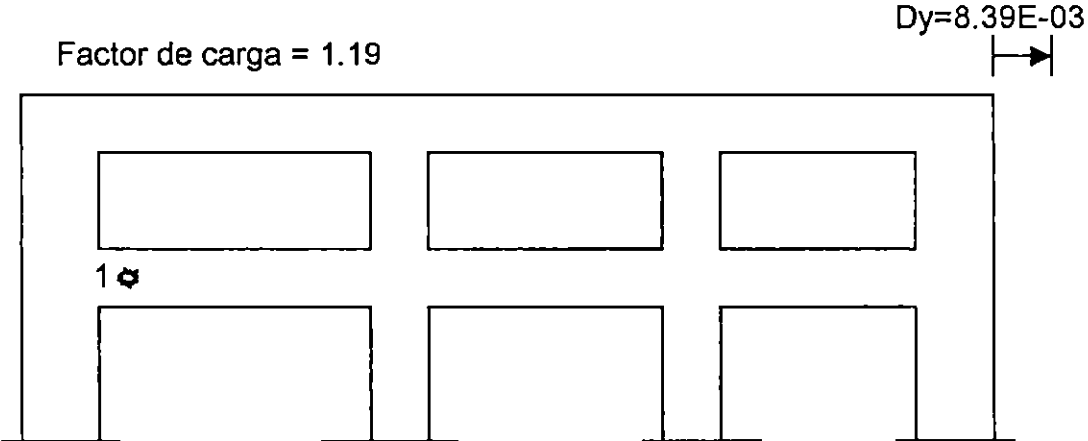
$$\text{DUCT. GLOBAL} = \frac{D_{\max}}{D_{flu}}$$

$$\text{DUCT. GLOBAL} = \frac{4.52403E-02}{8.39296E-03}$$

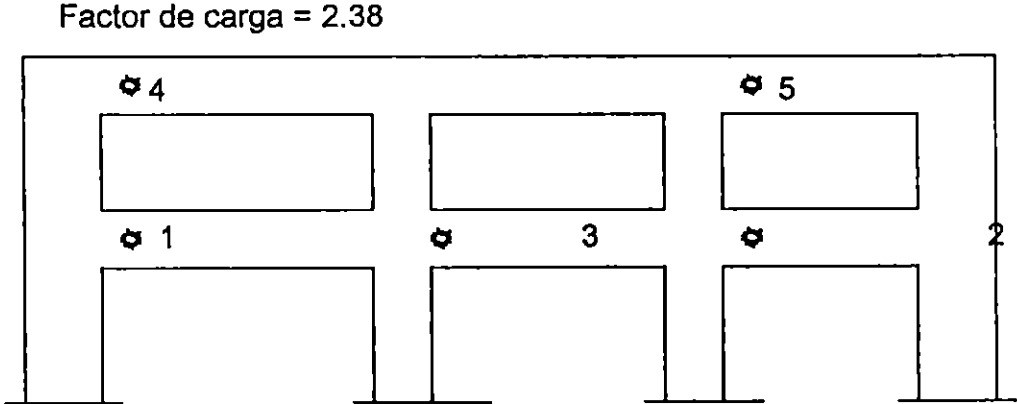
$$\text{DUCT. GLOBAL} = 5.39$$

$$\text{FACTOR DE RESISTENCIA} = 3.0684$$

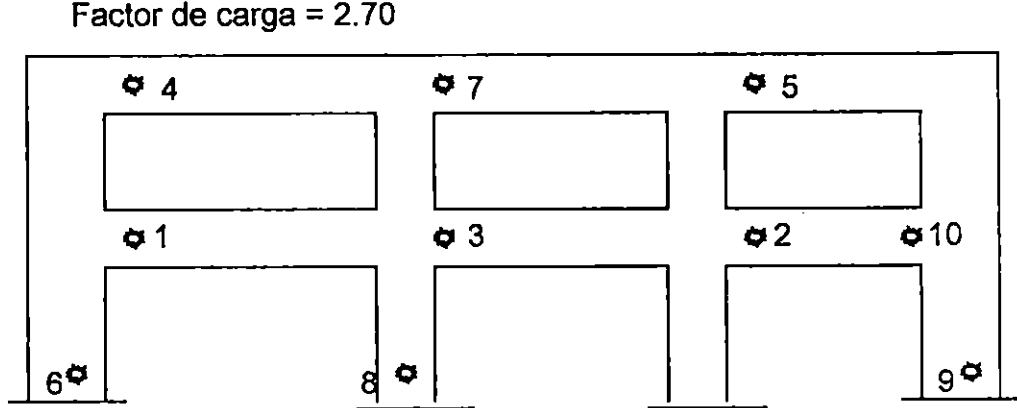
Fig.6.2 MARCO 3 "METODO DE COLAPSO"



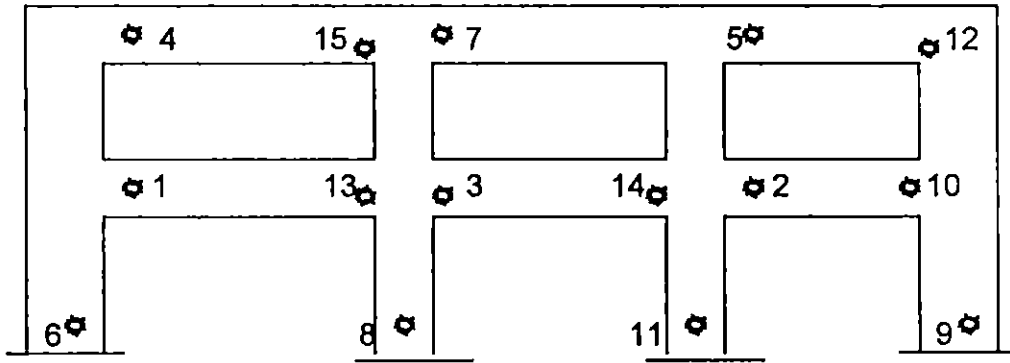
(a)



(b)



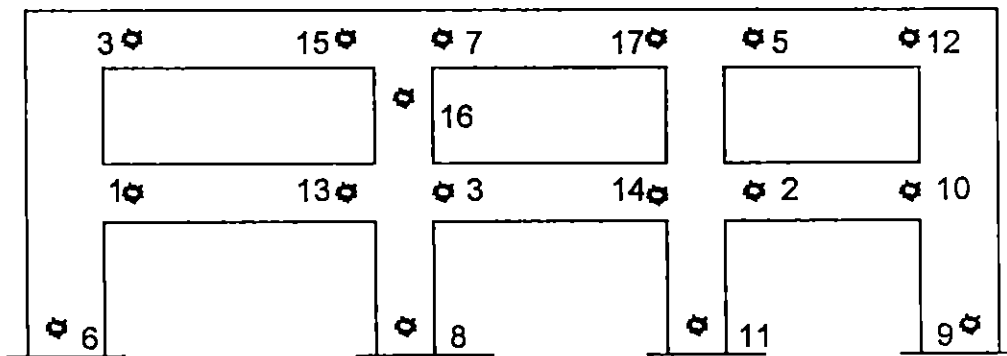
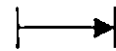
(c)



(d)

Dult.=4.52E-02

Factor de carga =3.06



(e)

CALCULO DE DUCTILIDAD GLOBAL (D.G.)

$$D.G. = \frac{Dult.}{Dfy.}$$

$$D.G. = \frac{4.52E-02}{8.39E-03}$$

$$D.G. = 5.39$$

TABLA 6.3a

SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN MARCO "A" MODELO DE CALIBRACION

Incremento de desplazamiento para cada paso (step): 0.3 cm
 Desplazamiento total: 0.3cm * 19 pasos = 5.7 cm. límite de la deriva de entrepiso (0.15*hx)

Números de grupo:

- Grupo 1 para vigas
- Grupo 2 para columnas

Códigos de fluencia:

- 11 ----- rotula plástica positiva en nudo i
- 12 ----- rotula plástica negativa en nudo i
- 10 ----- sin carga en nudo i
- 21 ----- rotula plástica positiva en nudo j
- 22 ----- rotula plástica negativa en nudo j
- 20 ----- sin carga en nudo j

155

Step No.	Load Factor	Event No.	Event Type	Event Factor	Group No.	Elem No.	Event Code	Max Force Unbalance	Max Moment Unbalance
1	7.9255E-01	1	3	7.9255E-01				5.4570E-12	1.8190E-12
2	1.3247E+00	1	1	5.3213E-01	1	4	12	2.5295E-01	1.0000E+00
	1.4633E+00	2	1	1.3861E-01	1	6	12	2.5424E-01	1.0000E+00
	1.5399E+00	3	3	7.6593E-02				9.0949E-13	9.0949E-13
3	1.5409E+00	1	1	9.9353E-04	2	5	21	4.8010E-01	5.0000E-01
	1.5599E+00	2	1	1.9062E-02	1	5	12	1.5155E+00	1.0000E+00
	1.5968E+00	3	1	3.6874E-02	2	8	21	4.5717E+00	9.2260E-01
	2.0031E+00	4	3	4.0626E-01				3.3336E+01	9.0949E-13
4	2.0985E+00	1	1	9.5422E-02	1	1	12	3.4186E+01	1.0000E+00
	2.1234E+00	2	1	2.4853E-02	2	7	21	3.3377E+01	9.2100E-01
	2.1289E+00	3	1	5.5347E-03	2	6	21	3.3604E+01	9.0120E-01
	2.2484E+00	4	1	1.1947E-01	1	3	12	2.6788E+01	1.0000E+00
	2.2562E+00	5	1	7.8056E-03	1	6	22	2.4476E+01	1.0000E+00
	2.2716E+00	6	1	1.5427E-02	1	5	22	1.8374E+01	8.9861E-01
	2.2777E+00	7	1	6.1194E-03	1	4	22	1.3959E+01	9.2666E-01
	2.2875E+00	8	3	9.7502E-03				1.3935E+00	9.0949E-13

TABLA 6.3b

SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN MARCO "A" MODELO DE CALIBRACION

Step No.	Load Factor	Event No.	Event Type	Event Factor	Group No.	Elem No.	Event Code	Max Force Unbalance	Max Moment Unbalance
5	2.3280E+00	1	1	4.0580E-02	1	3	22	6.7176E+00	1.0000E+00
	2.3286E+00	2	1	5.8219E-04	1	2	12	6.7732E+00	1.0000E+00
	2.3666E+00	3	3	3.8015E-02				5.6386E+00	1.8190E-12
6	2.4310E+00	1	3	6.4346E-02				9.4855E+00	5.4570E-12
7	2.4390E+00	1	1	8.0028E-03	1	2	22	9.4860E+00	1.0000E+00
	2.4411E+00	2	1	2.1371E-03	1	1	22	9.4308E+00	1.0000E+00
	2.4603E+00	3	3	1.9163E-02				1.8240E+00	1.8190E-12
8	2.4840E+00	1	3	2.3750E-02				2.2125E+00	3.6380E-12
9	2.4884E+00	1	1	4.4035E-03	2	8	21	2.6358E+00	5.0000E-01
	2.5105E+00	2	3	2.2084E-02				2.0614E+00	1.8190E-12
10	2.5166E+00	1	1	6.0393E-03	2	4	11	1.7051E+00	1.0000E+00
	2.5335E+00	2	3	1.6905E-02				1.6479E+00	3.6380E-12
11	2.5562E+00	1	3	2.2755E-02				2.2102E+00	5.4570E-12
12	2.5789E+00	1	3	2.2724E-02				2.2102E+00	1.8190E-12
13	2.6017E+00	1	3	2.2724E-02				2.2102E+00	3.6380E-12
14	2.6125E+00	1	1	1.0879E-02	2	8	11	2.4959E+00	1.0000E+00
	2.6242E+00	2	1	1.1684E-02	2	2	11	7.7153E-01	1.0245E+00
	2.6243E+00	3	1	2.0620E-05	1	2	10	5.6632E-01	5.9288E+00
	2.6243E+00	4	3	4.0337E-05				6.1529E-03	3.6380E-12
15	2.6275E+00	1	1	3.1902E-03	1	2	12	2.7782E-01	1.9304E+00
	2.6383E+00	2	1	1.0801E-02	2	3	11	5.8983E-01	1.1517E+00
	2.6438E+00	3	3	5.5068E-03				5.1166E-01	1.0374E-01
16	2.6621E+00	1	3	1.8356E-02				1.6852E+00	3.3815E-01
17	2.6804E+00	1	3	1.8285E-02				1.6854E+00	3.3828E-01
18	2.6987E+00	1	3	1.8285E-02				1.6854E+00	3.3828E-01
19	2.7170E+00	1	6	1.8285E-02				1.6854E+00	3.3828E-01

TABLA 6.4
 CALCULO DE DUCTILIDAD GLOBAL DEL MARCO "A"
 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL NUDO 4

Step	Load Fact	X-Tran	Y-Tran	R-Rotn
1	7.9255E-01	5.61582E-03	-2.52081E-05	-4.13105E-04
2	1.3247E+00	9.38640E-03	-4.21333E-05	-6.90473E-04
	1.4633E+00	1.05195E-02	-4.72220E-05	-7.73838E-04
	1.5399E+00	1.12247E-02	-4.93185E-05	-8.22628E-04
3	1.5409E+00	1.12338E-02	-4.93457E-05	-8.23261E-04
	1.5599E+00	1.14216E-02	-4.98700E-05	-8.35026E-04
	1.5968E+00	1.18608E-02	-5.10801E-05	-8.63341E-04
	2.0031E+00	1.75736E-02	-6.52765E-05	-1.23838E-03
4	2.0985E+00	1.89203E-02	-6.86183E-05	-1.32665E-03
	2.1234E+00	1.93001E-02	-6.96098E-05	-1.35351E-03
	2.1289E+00	1.94080E-02	-6.98650E-05	-1.35976E-03
	2.2484E+00	2.32170E-02	-7.69814E-05	-1.52234E-03
	2.2562E+00	2.34826E-02	-7.72942E-05	-1.53737E-03
	2.2716E+00	2.41263E-02	-7.76496E-05	-1.56726E-03
	2.2777E+00	2.44618E-02	-7.78436E-05	-1.58361E-03
	2.2875E+00	2.52519E-02	-7.83233E-05	-1.62421E-03
5	2.3280E+00	2.82428E-02	-8.01761E-05	-1.78030E-03
	2.3286E+00	2.82923E-02	-8.01817E-05	-1.78498E-03
	2.3666E+00	3.22953E-02	-8.06766E-05	-2.20351E-03
6	2.4310E+00	3.90281E-02	-8.15149E-05	-2.90744E-03
7	2.4390E+00	3.98687E-02	-8.16195E-05	-2.99528E-03
	2.4411E+00	4.01740E-02	-8.16646E-05	-3.03053E-03
	2.4603E+00	4.50466E-02	-8.24362E-05	-3.66094E-03
8	2.4840E+00	5.09339E-02	-8.33692E-05	-4.42363E-03
9	2.4884E+00	5.12873E-02	-8.34329E-05	-4.47367E-03
	2.5105E+00	5.67730E-02	-8.43022E-05	-5.18424E-03
10	<u>2.5166E+00</u>	<u>5.82710E-02</u>	<u>-8.45396E-05</u>	<u>-5.37828E-03</u>
	2.5335E+00	6.26451E-02	-8.50839E-05	-5.57586E-03
11	2.5562E+00	6.85114E-02	-8.58171E-05	-5.84852E-03
12	2.5789E+00	7.43782E-02	-8.65502E-05	-6.12117E-03
13	2.6017E+00	8.02449E-02	-8.72834E-05	-6.39382E-03
14	2.6125E+00	8.30536E-02	-8.76344E-05	-6.52435E-03
	2.6242E+00	8.60893E-02	-8.80106E-05	-6.66735E-03
	2.6243E+00	8.61032E-02	-8.80124E-05	-6.66800E-03
	2.6243E+00	8.61316E-02	-8.80159E-05	-6.66934E-03
15	2.6275E+00	8.70551E-02	-8.81321E-05	-6.71302E-03
	2.6383E+00	9.01895E-02	-8.85264E-05	-6.86137E-03
	2.6438E+00	9.19453E-02	-8.86944E-05	-6.98235E-03
16	2.6621E+00	9.77286E-02	-8.92533E-05	-7.37718E-03
17	2.6804E+00	1.03513E-01	-8.98118E-05	-7.77223E-03
18	2.6987E+00	1.09297E-01	-9.03704E-05	-8.16728E-03
19	2.7170E+00	1.15081E-01	-9.09289E-05	-8.56233E-03

CALCULO DUCTILIDAD GLOBAL

$$\text{DUCT. GLOBAL} = \frac{D_{\max}}{D_{flu}}$$

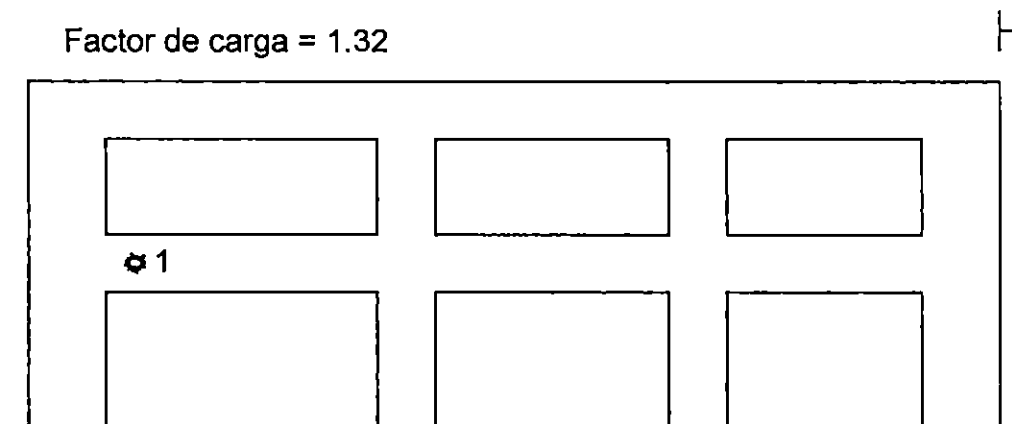
$$\text{DUCT. GLOBAL} = \frac{5.82710E-02}{9.38640E-03}$$

$$\text{DUCT. GLOBAL} = 6.21$$

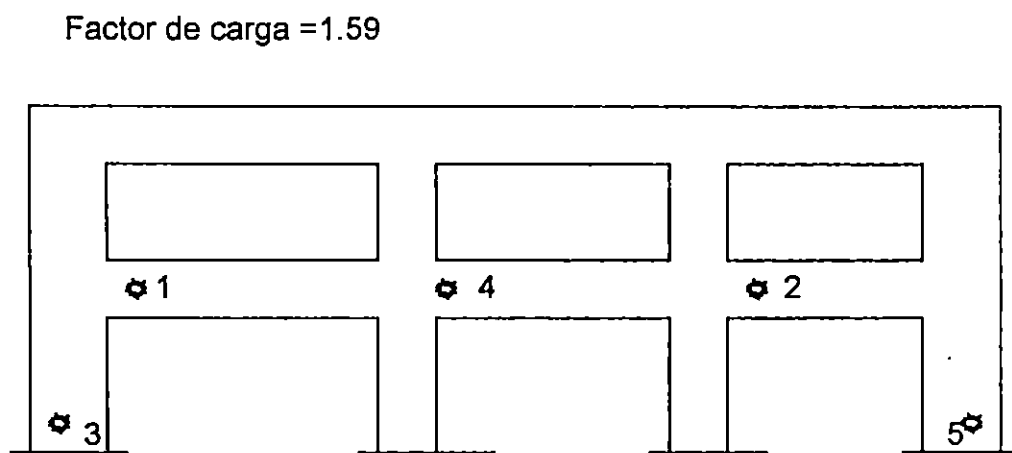
$$\text{FACTOR DE RESISTENCIA} = 2.5166$$

Fig.6.3 MARCO A "METODO DE COLAPSO"

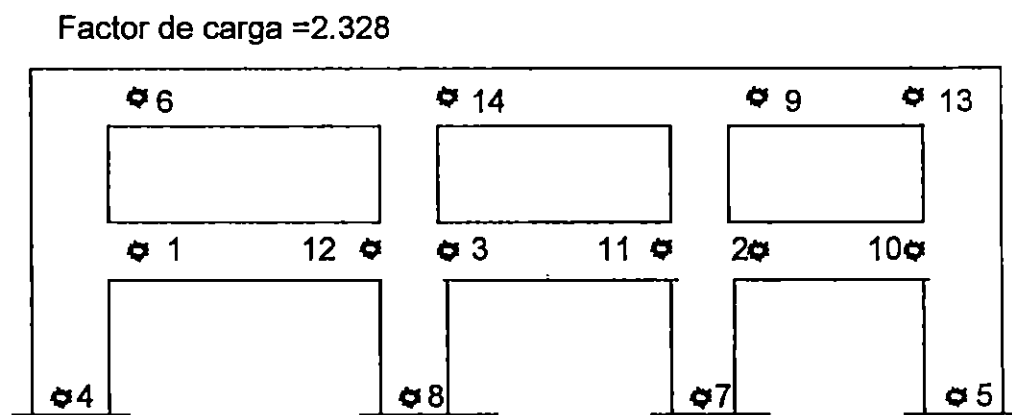
$D_{fy} = 9.38E-03$ m.



(a)



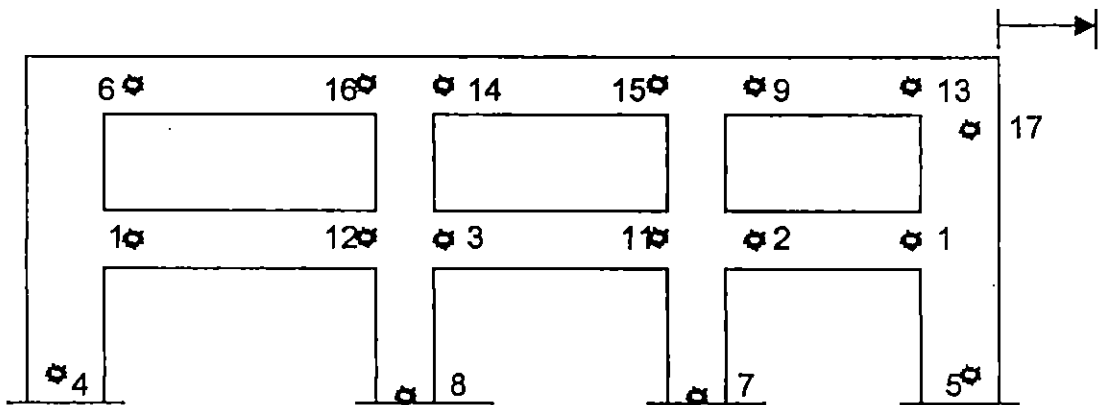
(b)



(c)

Factor de carga = 2.51

Dult. = 5.827E-02 m



(d)

CALCULO DE LA DUCTILIDAD GLOBAL (D. G.)

$$D.G. = \frac{Dult.}{Dfy.}$$

$$D.G. = \frac{5.827E-02}{9.38E-03}$$

$$D.G. = 6.21$$

CAPITULO 7
ANALISIS NO-LINEAL DE 9 EDIFICIOS DISEÑADOS
APLICANDO LA NORMATIVA SALVADOREÑA VIGENTES.

7.1 ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIO DE CONCRETO DE REFORZADO DE 20, 25 Y 30 NIVELES.

7.1.1 ANÁLISIS LINEAL PARA EDIFICIOS ALTOS.

Para el desarrollo del análisis de los edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles se tomaron en cuenta los siguientes criterios establecidos por la NTDS 94 en base a la altura de los edificios.

Tipo de análisis en función de la altura de los edificios :

La NTDS 94 (Cap.3 Num.9) establece que los edificios regulares con menos de 70 mts de altura pueden ser analizados por medio del método estático elástico de la fuerza lateral equivalente¹¹. Si se sobrepasa el límite de altura es obligatorio el uso de los métodos de análisis dinámicos de los cuales la NTDS propone los siguientes métodos:

- 1) Análisis modal espectral .
- 2) Análisis paso a paso.

Para determinar el estado tensional (acciones internas) de los miembros que componen la estructura de los edificios sometidos a las cargas de diseño, se utilizará el análisis modal espectral.

- ANALISIS MODAL ESPECTRAL

Llamado así por que combina el uso de espectros de diseño y los modos y períodos de vibración. Su uso se limita al comportamiento en el rango elástico de la estructura³²

- **CÁLCULO DE LOS MODOS Y PERÍODOS DE VIBRACIÓN**

Para el cálculo de los modos de vibración pueden utilizarse modelos traslacionales o modelos tridimensionales.

Los modelos traslacionales se emplean suponiendo pisos con diafragma rígido, asignando solamente un grado de libertad por piso, de esa forma las matrices de masas y rigideces tienen tantas filas y columnas como número de pisos tienen los edificios.

En los modelos tridimensionales el efecto torsional es incluido asignando 2 grados traslacionales y uno rotacional por cada nivel de piso.

El cálculo de los modos y frecuencias de vibración puede efectuarse mediante el uso de métodos numéricos de los cuales se mencionan los siguientes:

- a) Método de Newmark.
- b) Método de Holzer
- c) Método de iteración inversa.

Los métodos de Newmark y Holzer son utilizados para el cálculo de la frecuencia fundamental (correspondiente al primer modo de vibrar) en estructuras sencillas.

El método de iteración inversa se utiliza para calcular los modos y frecuencias de vibración para estructuras complejas y sirve de base para la elaboración de algoritmos computacionales .

- **Análisis modal**

Este análisis se fundamenta en que en un instante dado los desplazamientos de las masas de un sistema de n grados de libertad son iguales a la suma de los desplazamientos debido a la participación de cada uno de los modos naturales.

$$u(t) = \sum Y_j(t) Z_j \quad (\text{Ec.7.1})$$

En notación matricial:

$$u(t) = Z Y(t) \quad (\text{Ec.7.2})$$

En donde:

$u(t)$ = Desplazamientos de las masas con respecto a la base.

$Y_j(t)$ = Función escalar que representa la variación en el tiempo de la participación del modo j .

$Y(t)$ = Vector columna cuyos elementos son las $Y_j(t)$.

Z_j = Es el j -ésimo vector modal en el que el término Z_{ij} es la magnitud del desplazamiento de la masa m_i .

Z = Es la matriz cuya j -ésima columna representa el modo Z_j .

De las ecuaciones dinámicas de equilibrio se sabe que:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{s} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

En donde:

M = la matriz de masas del sistema.

C = Matriz de amortiguamiento del sistema.

K = Matriz de rigideces del sistema

\ddot{u} , \dot{u} y u son la aceleración, velocidad y desplazamientos respectivamente.

s = Aceleración del suelo.

Sustituyendo $u(t)$ de ec.1 en la ec.2 se tiene:

$$MZY(t) + CZY(t) + KZY(t) = -M1s(t) \quad (\text{Ec.7.4})$$

Debido a la ortogonalidad de los modos (Los modos son independientes entre sí formando ecuaciones desacopladas) :

$$Z^T M Z = M^*$$

$$Z^T K Z = K^*$$

$$Z^T C Z = C^*$$

siendo M^* , K^* y C^* matrices transformadas diagonales.

Si la ec.7.4 se premultiplica por Z^T se obtiene la siguiente ecuación.

$$M^*Y(t) + C^*Y(t) + K^*Y(t) = -Z^T M 1s(t) \quad (\text{Ec.7.5})$$

Por la disposición diagonal de los elementos de las matrices transformadas, los terminos de una fila j cualquiera para la ecuación Ec.7.5 son de la forma:

$$m_j^* Y_j(t) + c_j^* Y_j(t) + k_j^* Y_j(t) = -Z_j^T M 1s(t) \quad (\text{Ec.7.6})$$

En donde m_j^* , c_j^* y k_j^* son llamadas masa, amortiguamiento y rigidez generalizadas en el modo j , siendo estas:

$$m_j^* = Z_j^T M Z_j$$

$$c_j^* = Z_j^T C Z_j$$

$$k_j^* = Z_j^T K Z_j$$

Dividiendo la Ec7.5 entre m^* y si la frecuencia natural de una estructura se puede definir como $\omega_j = (k_j^*/m_j^*)^{1/2}$. Además, $c_{crj} = 2(k_j^*m_j^*)^{1/2}$ y la razón de amortiguamiento es

$\zeta_j = c_j/c_{crj}$ Se obtiene:

$$Y_j(t) + 2\omega_j \zeta_j Y_j(t) + \omega_j^2 Y_j(t) = -[Z_j^T M1/m_j] s(t) \quad (\text{Ec.7.7})$$

La ecuación anterior puede compararse con la ecuación de movimiento para sistemas de un solo grado de libertad:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u = -s(t) \quad (\text{Ec.7.8})$$

De lo cual se deduce que $Y_j(t)$ es igual al desplazamiento de la masa para un sistema de un grado de libertad con frecuencia $\omega = \omega_j$ y razón de amortiguamiento $\zeta = \zeta_j$ multiplicado por el factor de participación:

$$p_j = (Z_j^T M1) / (Z_j^T M1) \quad (\text{Ec.7.9})$$

En notación escalar puede expresarse como:

$$p_j = \sum (m_i Z_{ij}) / \sum (m_i Z_{ij}^2) \quad (\text{Ec.7.10})$$

p_j define numericamente la intervención del modo de vibración j en el movimiento.

Dividiendo p_j entre $(m^*)^{(1/2)}$, la fórmula del factor de participación modal se simplifica a:

$$p_j = (Z_j^T M1) = \sum (m_i Z_{ij})$$

Si se considera que $\phi(t)$ es el desplazamiento del sistema de un grado de libertad de frecuencia ω_j y razón de amortiguamiento ζ_j , sometido a una excitación del terreno $s(t)$ entonces $Y(t) = p_j \phi(t)$ entonces para la masa n tenemos:

$$u_n(t) = \sum p_j \phi_j(t) Z_{nj} \quad (\text{Ec.7.11})$$

Las fuerzas de inercia para el modo j en una masa n se calcula así:

$$m_n \ddot{u}_n = m_n p_j \phi_j(t) Z_{nj} \quad (\text{Ec.7.12})$$

La suma de las fuerzas de inercia representa al cortante basal en el modo j

$$V_{bj} = \sum m_n p_j \phi_j(t) Z_{nj} = p_j^2 \phi_j(t) \quad (\text{Ec.7.13})$$

Sabiendo que $\phi_j(t)$ tiene unidades de aceleración p_j^2 tiene unidades de masa denominándose masa efectiva. El cuadrado del coeficiente de participación expresa la parte de la masa total que produce cortante en el modo dado.

El objetivo fundamental del análisis modal espectral es determinar la respuesta máxima para el modo j , de una estructura sometida a un sismo con cierta probabilidad de ocurrencia futura.

Los reglamentos y códigos sísmicos poseen espectros de diseño representativos de la actividad sísmica de la zona. Tales espectros proporcionan valores de pseudoaceleración para sistemas de un solo grado de libertad y diferentes períodos de vibración. La pseudoaceleración puede calcularse como el desplazamiento máximo por el cuadrado de la frecuencia ω .

Así tenemos :

$$A_j = \phi_j \omega_j^2 \quad (\text{Ec.7.14})$$

Por lo tanto la respuesta máxima del sistema puede expresarse como el desplazamiento u_n para una masa m_n :

$$u_{nj\max} = A_j P_j Z_{nj} / \omega_j^2 \quad (\text{Ec.7.15})$$

La combinación de las respuestas modales máximas se puede hacer por los siguientes métodos:

a) Raíz cuadrada de la suma de cuadrados.(RCSC)

b) Combinación cuadrática completa. (CCC)

La elección del método a utilizar dependerá del espaciamiento entre los periodos de vibración. El método RCSC se utiliza cuando la relación del periodo superior a periodo inferior no sea mayor a 0.75 y el porcentaje de amortiguamiento modal no sea mayor al 5%. Los efectos de acoplamiento modal no son tomados en cuenta por el RCSC sin embargo el CCC si los considera³⁶.

7.1.2 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN, ANALISIS P-DELTA

Los efectos de estabilidad (no linealidad geométrica) son de importancia para edificios de gran altura, sistemas con cargas gravitatorias grandes, estructuras con respuesta torsional apreciable y edificios con entrepiso suave, por lo que deben incluirse en el cálculo de los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos. Una manera de tomar en cuenta dichos efectos es a través de factores amplificadores de cortantes, momentos y desplazamientos en las columnas³⁷.

Los efectos de segundo orden son afectados por la magnitud de la carga gravitatoria, rotaciones en la base de las columnas (formación de articulaciones plásticas) y la significativa asimetría o torsión de la estructura.

La restricción de los desplazamientos laterales es una manera de prevenir la falla de las estructuras por inestabilidad lateral. A diferencia de los analisis de primer orden, los analisis de 2º orden toman en cuenta el estado deformado de los edificios, generandose fuerzas, momentos y desplazamientos adicionales a los obtenidos en un análisis de primer óden (estático convencional).

El efecto de segundo orden mas significativo es el efecto p-delta, el cual para un entrepiso n, se genera debido a la excentricidad en las carga gravitatorias sobre ese entrepiso, produciendose momentos flexionantes adicionales a los derivados de una acción sísmica.

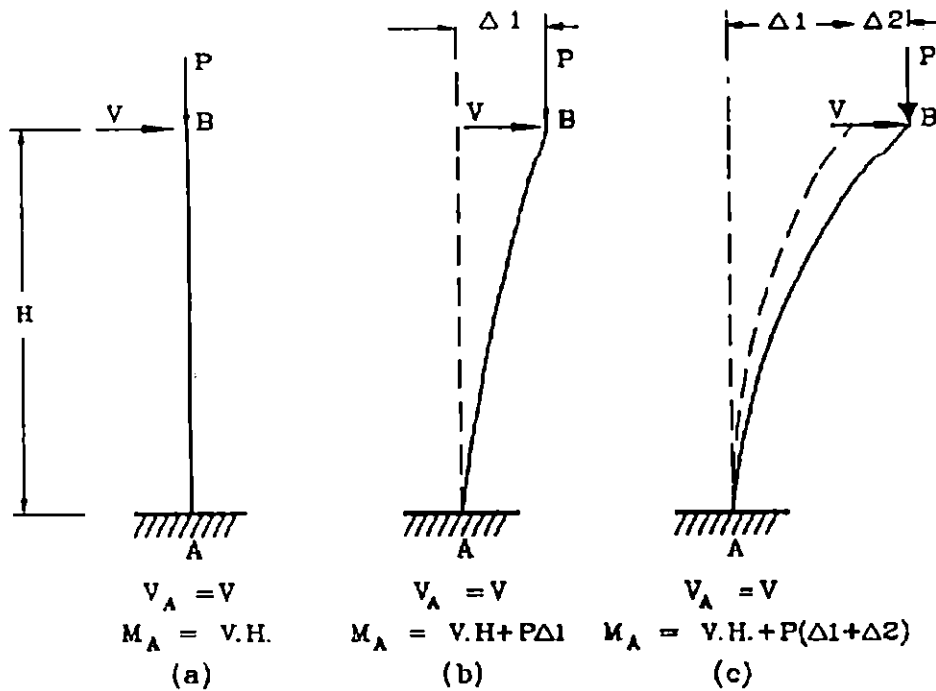


fig. 7.1 Efecto P- delta.

La fig 7.1 a) muestra un elemento de columna soportando carga axial(P) y cortante(v) en forma simultanea en los instantes iniciales de aplicación en los cuales no existe desplazamiento lateral. En (b) se observa El estado de deformación de la columna para un desplazamiento $\Delta 1$, lo cual genera momentos con respecto a la base de la columna. c) Deformación de la columna debido al incremento en el desplazamiento lateral, lo cual produce un momento M_a mayor que el producido en el estado de deformación (b)

Con respecto al efecto p-delta la NTDS 94 establece lo siguiente:

$$\theta = (P\Delta)/(V_x h_{sx} C_d) \quad (\text{Ec.7.16})$$

En donde :

θ = Coeficiente de estabilidad.

P = Carga axial gravitatoria sobre el piso x .

Δ = Deriva de entrepiso.

V_x = Cortante en el entrepiso x

h_{sx} = Altura del entrepiso x .

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos

θ puede definirse como el cociente del momento producido por la carga axial excentrica ($P*\Delta$) y el momento de entrepiso producido por la carga lateral de diseño ($V*hsx*Cd$).

El máximo valor de θ está dado por: $\theta_{max} = 0.7/(\beta C_d) \leq 0.25$

Conservadoramente β es igual a 1.0 .

Si $0.10 > \theta \geq \theta_{max}$. entonces las fuerzas cortantes , deriva de entrepiso y momentos se incrementarán en un factor de $1/(1-\theta)$.

La estructura se considera potencialmente inestable si θ excede el valor θ_{max} . y deberá ser rediseñada.

7.1.3 Evaluación de los resultados del análisis dinámico y estático.

El uso del análisis dinámico no es definitivo ya que debe efectuarse también el análisis

de los edificios por métodos estáticos. Los cortantes basales obtenidos por ambos métodos deben compararse. El método de análisis cuyos resultados se utilizarán para el diseño del edificio será aquel del cual se obtenga el cortante basal mayor tomando en cuenta las especificaciones siguientes:

Sí el cortante basal calculado por el método dinámico es menor que el encontrado por el método estático se utilizará el 90 % del cortante basal estático pero no menos del 80 % del cortante basal determinado en función del período aproximado establecido por el método A de la NTDS.

7.2 Diseño de Edificios de Concreto Reforzado de 20, 25 y 30 niveles .

El procedimiento de análisis para todos los casos se realizó mediante los métodos dinámico elástico y estático, según lo establecido por la Norma Técnica de Diseño Sísmico (NTDS) para edificios con más de 70 mts de altura, utilizando como excitación lateral, el espectro de respuesta dinámico incluido en la NTDS.

El procedimiento de diseño se basa en el reglamento ACI-318-95.

7.2.1.Descripción de la Muestra de Edificios.

En función del número de niveles, la muestra de edificios se puede clasificar en tres categorías :

- a) Edificios de 20 niveles
- b) Edificios de 25 niveles
- c) Edificios de 30 niveles.

La cantidad de edificios que fueron analizados y diseñados es de 3 para cada categoría. Se utilizaron 3 plantas estructurales comunes para todas las categorías, las cuales se designarán como A, B y C.

Para efectos de comparación de los resultados se modeló un edificio de 30 niveles con tipo de planta C, para una resistencia de concreto $F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$.

- Descripción de las Plantas Estructurales

Planta A: De forma cuadrada de 35 x 35 mts. Posee 7 ejes de marcos en la dirección X y Y. Los claros son de 5.83 mts para ambas direcciones. El sistema de entrepiso está constituido por losa densa bidireccional de 15 cms de espesor. (fig 7.2)

Planta B: De forma rectangular de 70 x 35 mts. Posee 7 ejes de marcos en la dirección X con claros de 6.36 mts y 12 ejes de marcos en la dirección Y con claros de 5.83 mts. El sistema de entrepiso está constituido por losa copresa unidireccional de 20 cm de espesor y recubrimiento de 7.5 cm. (fig.7.3)

Planta C: De forma cuadrada de 35 x 35 mts. Posee 8 ejes de marcos en la dirección X y Y. Los claros son de 5 mts para ambas direcciones. El sistema de entrepiso está constituido por losa densa de 15 cms de espesor. (fig.7.4)

La altura de entrepiso utilizada para los edificios es de 3.5 mts.

Todos los casos antes mencionados incluyen paredes perimetrales de bloque saltex de 15 cm de espesor, considerando paredes interiores de 10 cm de espesor.

Figura 7.2 : planta de los edificios tipo " A ".

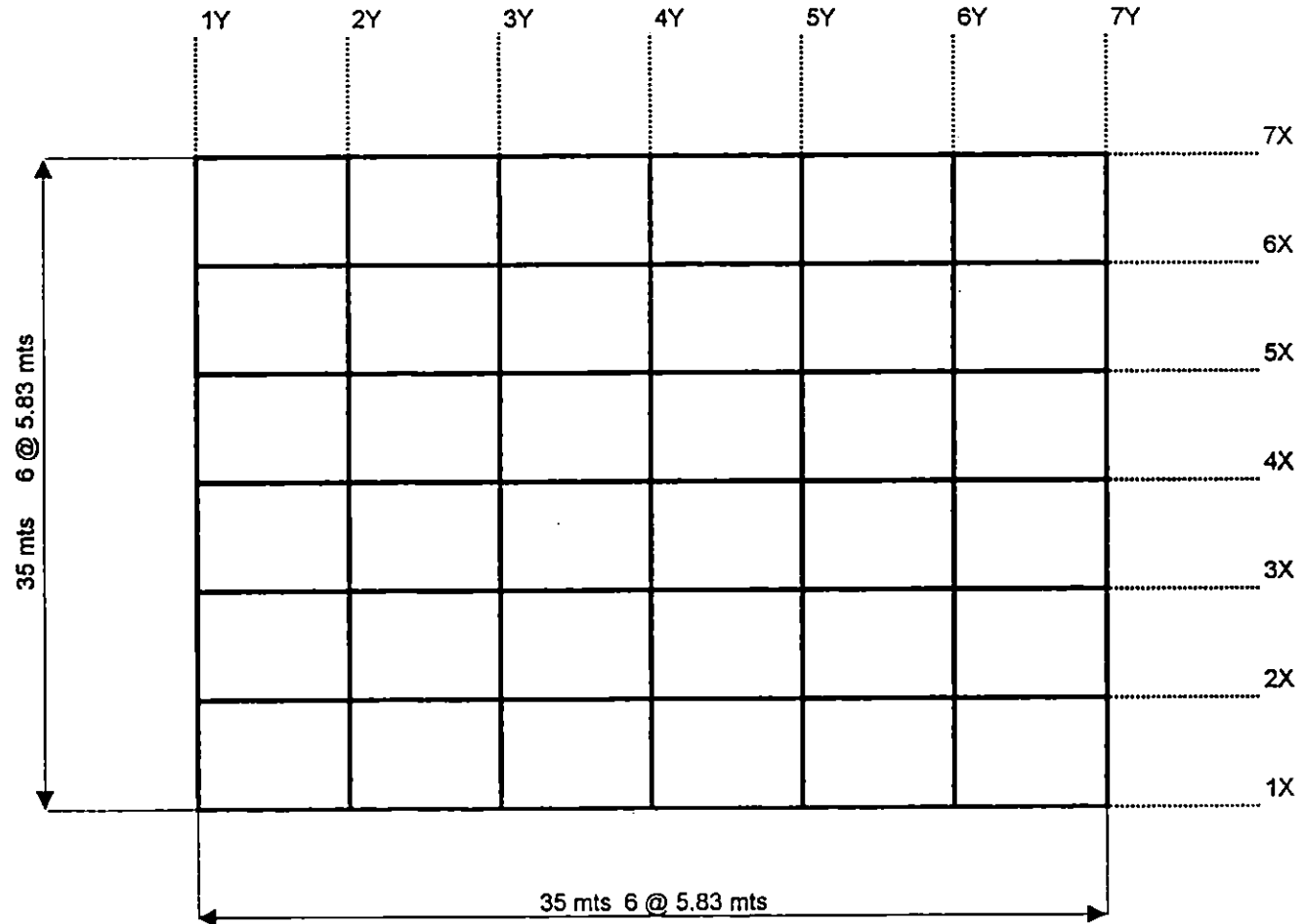
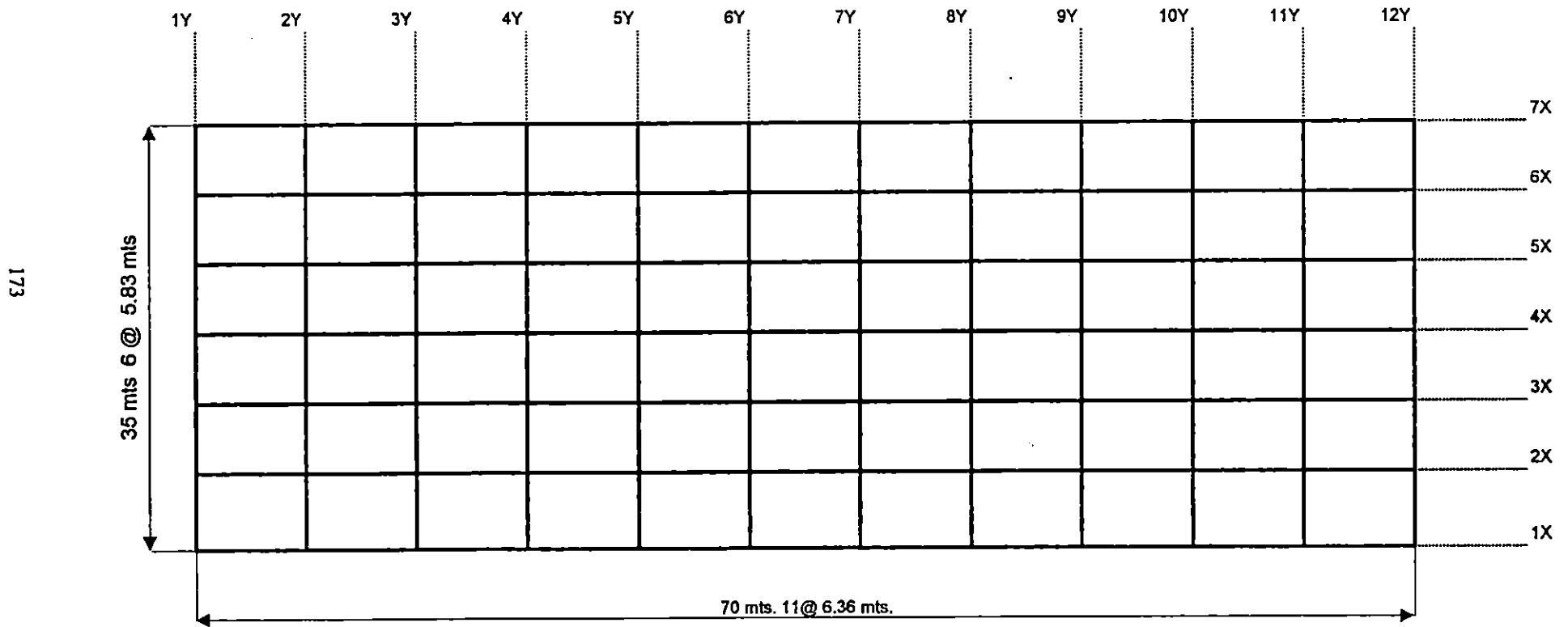


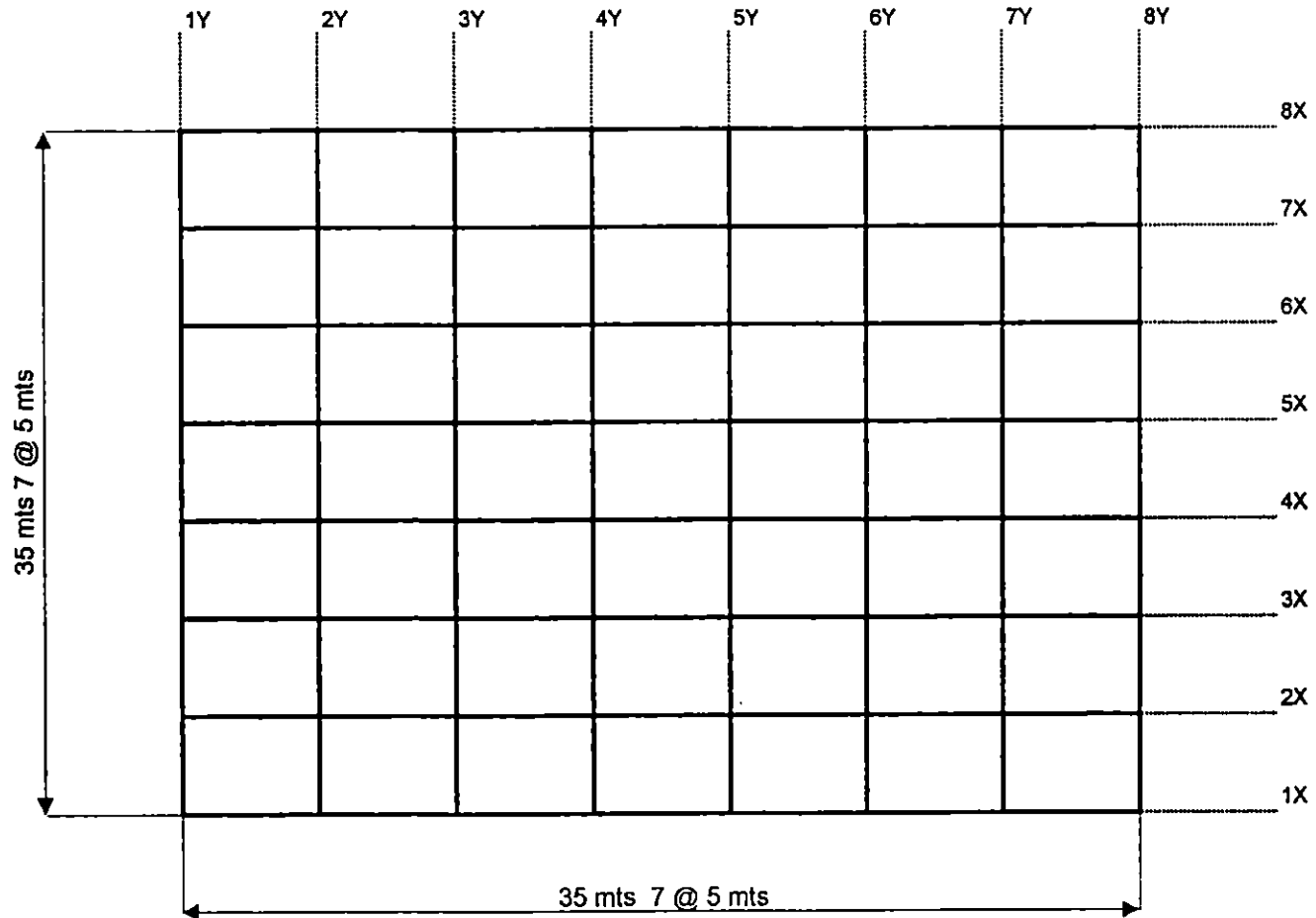
Figura 7.3 : planta de los edificios tipo " B " .



173

SIN ESCALA

Figura 7.4 : planta de los edificios tipo " C " .



7.2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

1) Concreto: $F_c' = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_c = 2.53E +03 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso específico: 2400 Kg/cm^2

2) Acero : $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_s = 2.06 \text{ E-09 Kg/cm}^2$$

Peso específico: 7880 Kg/cm^2

7.2.3 CARGAS UTILIZADAS

Las cargas utilizadas para todos los edificios son las siguientes:

1) Carga muerta:

a) Los siguientes pesos son calculados por ETABS.

-Peso propio de vigas y columnas a partir de los pesos volumétricos de los materiales.

-Peso propio de losa:

-Para el caso de la losa densa se consideró un espesor de 15 cm y el peso volumétrico del concreto.

- La losa unidireccional (COPRESA) posee un peso de 300 Kg/m^2 .

b) cargas externas:

Enladrillado = 120 Kg/m²

Cielo falso + Instalaciones electricas = 30 Kg/m²

Paredes internas: 200 Kg/m²

Paredes perimetrales 250 Kg/m²

En el caso de edificios con losa unidireccional se agregó una carga de 180 Kg/m² debido al recubrimiento de 7.5 cm.

3) Carga viva:

Carga viva instantanea = 180 Kg/m²

Carga viva máxima = 250 Kg/m²

4) Carga sísmica:

La carga lateral se calculó por los métodos estático y dinámico, los valores obtenidos por ambos métodos son comparados, de acuerdo al numeral 5.4.1.3 de la NTDS para estructuras regulares, utilizando el 90% del cortante basal encontrado por el método estático si este resulta mayor al encontrado por el método dinámico.

Para el cálculo del coeficiente sísmico por el método estático se utilizaron los factores siguientes:

$$C_s = A I C_o (T_o/T)^{2/3} / 12 \quad (\text{Ec.7.17})$$

En donde:

$$A = 0.4 \quad (\text{Factor de zona})$$

$$I = 1.2 \quad (\text{Factor de importancia})$$

$$T_o = 0.5 \quad (\text{Factor de sitio})$$

$$C_o = 2.75 \quad (\text{Factor de sitio})$$

$$R = 12 \quad (\text{Factor de modificación de respuesta})$$

Para el análisis dinámico de los edificios se utilizó como una representación del movimiento del terreno el espectro de diseño contenido en el capítulo 5 de la NTDS:

$$\text{Si } T_m < T_o/3 \text{ entonces: } C_{sm} = I A / R [1 + 3 (C_o - 1) T_m / T_o]$$

$$\text{Si } T_o/3 \leq T_m \leq T_o$$

$$C_{sm} = I A C_o / R$$

$$\text{Si } T_o < T_m < 4.0 \text{ seg}$$

$$C_{sm} = I A C_o / R [T_o / T_m]^{2/3}$$

$$\text{Si } T_m < 4.0 \text{ seg.}$$

$$C_{sm} = 2.5 IAC_o T_o^{2/3} / (R T_m^{4/3})$$

La graf.7.1 muestra el espectro de diseño dinámico propuesto por la NTDS 94 y que fue utilizado para los edificios.

7.3 Resultados Obtenidos del Análisis Lineal Elástico de los Edificios.

7.3.1 Análisis de los Edificios:

El análisis de los edificios fue realizado por los métodos dinámico y estático revisando que los desplazamientos máximos no sobrepasen el valor permisible calculado según la NTDS (tabla7.1):

Las secciones establecidas en el prediseño son las mostradas en la tabla 7.2 para cada edificio.

$$D_{xadm} = D_{yadm} = 0.0015h_x = 0.0015 (350 \text{ cm}) = 5.25\text{cm}$$

Los valores de cortante para el análisis estático y dinámico son mostrados en la tabla 7.1., para todos los casos el cortante basal estático es mayor que el obtenido del análisis dinámico, por tanto las acciones internas y cortante basal obtenidos del análisis estático fueron utilizados para el diseño de los edificios.

Se revisaron los índices de estabilidad para cada edificio (chequeo efectos de segundo orden)

Los períodos fundamentales de cada estructura se encuentran en el rango de 1.74 seg - 2.81 seg.

7.3.2 Comparación de Resultados del Análisis del Edificio C de 30 Niveles con

$$\text{Resistencia } F_c = 280\text{Kg/cm}^2 \text{ y } F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

Las secciones de columna y vigas son las mismas para ambos casos.

Los valores de cortante por entrepiso son mostrados en la tabla 7.3 y 7.4 observando poca variación entre ambos edificios.

Los desplazamientos globales en el nivel 30, son mayores para el edificio de $F_c=350\text{Kg/cm}^2$ que para el edificio de $F_c=280\text{ Kg/cm}^2$ (14 cm y 13 cm respectivamente).

7.3.3 RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS EDIFICIOS.

Los resultados del diseño de edificios aplicando la NTDS 94 se muestran en disco DISEÑO.

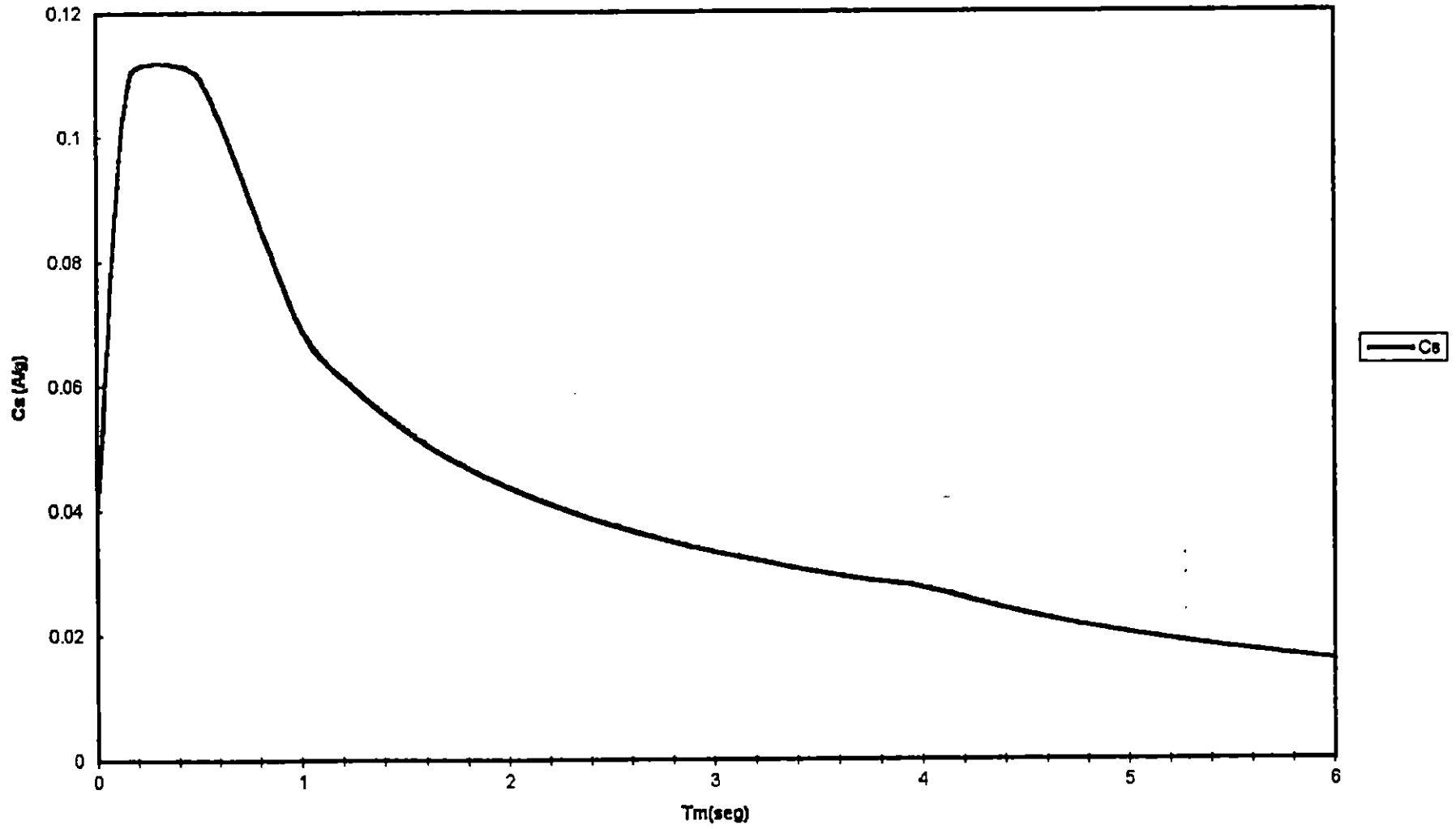
Las tablas 7.5, 7.6 y 7.7 muestran las secciones de las columnas de los edificios A,B y C para los diferentes niveles. Las mayores secciones corresponden al edificio B el cual posee mayor longitud en la dirección X (70 mts) con una relación de longitudes en planta de 2:1

Los otros edificios tienen relaciones de longitudes en planta de 1:1 (cuadrados)

A partir de los resultados del diseño de los edificios se obtuvieron las relaciones peso de acero contra volumen de concreto (elementos de viga y columna). (ver tabla 7.8)

Los valores de las relaciones varían entre 96 y 79 Kg/m^3 . Los mayores valores corresponden a los edificios de 30 niveles.

Graf. 7.1 Espectro de diseño dinámico segun NTDS84 ($I = 1.2$, $A = 0.4$, $R = 12$, $C_0 = 2.76$ y $T_0 = 0.6$)



RESULTADOS DEL ANALISIS UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.

TABLA: 7.1

EDIFICIOS	CORTANTES				DERIVA DE ENTREPISO				PERIODO
	Vxest.	Vyest.	Vxdin.	Vydin.	Dxmax	Dymax	Dxadm	Dyadm	T
	ton	ton	ton	ton	cms	cms	cms	cms	seg
EDIFA20	1319.21	1319.21	1096.38	1096.38	4.8	4.8	5.25	5.25	1.82
EDIFA25	1482.66	1482.66	1248.34	1248.37	4.8	4.8	5.25	5.25	2.285
EDIFA30	1845.08	1845.08	1543.39	1543.39	4.8	4.8	5.25	5.25	2.55
EDIFB20	2971.78	2971.78	2467.78	2453.35	4.8	4	5.25	5.25	1.74
EDIFB25	3124.13	3124.13	2665.97	2622.47	4.8	4.8	5.25	5.25	2.273
EDIFB30	3747.86	3747.86	3243.61	3132.3	4.8	4.8	5.25	5.25	2.529
EDIFC20	1435.82	1435.82	1207.56	1207.56	4	4	5.25	5.25	1.766
EDIFC25	1775.97	1775.97	1491.3	1491.3	4	4	5.25	5.25	1.93
EDIFC30	3616.59	3616.59	3216.63	3216.59	4.8	4.8	5.25	5.25	2.61

181

RESULTADOS DEL DISEÑO UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.

TABLA :7.2

EDIFICIOS	NIVELES	SECCIONES	
		VIGAS cms	COLUMNAS cms
A	20	80 X 35	90 X 90
	25	80 X 35	100 X 100
	30	80 X 40	120 X 120
B	20	80 X 40	110 X 110
	25	80 X 40	110 X 110
	30	85 X 40	125 X 125
C	20	70 X 35	90 X 90
	25	70 X 40	90 X 90
	30	70 X 40	100 X 100

CUADRO DE RIGIDEZ CUANDO: $F_y=4200\text{kg/cm}^2$; $F_c=280\text{kg/cm}^2$; PARA EL EJE "1X".

EDIFICIO "C" DE 30 NIVELES

TABLA: 7.3

No. DE NIVEL	CORTANTES ton	Δ (TOTAL) cms	Δ cms	RIGIDEZ ton/cm
TECHO	623.7	14	0.2	3118.50
29	555.94	13.8	0.3	1853.13
28	594.73	13.5	0.3	1982.43
27	649.92	13.2	0.4	1624.80
26	704.64	12.8	0.3	2348.80
25	765.85	12.5	0.4	1914.63
24	830.76	12.1	0.4	2076.90
23	893.85	11.7	0.4	2234.63
22	954.99	11.3	0.5	1909.98
21	1014.08	10.8	0.4	2535.20
20	1072.4	10.4	0.6	1787.33
19	1131.07	9.8	0.4	2827.68
18	1189.45	9.4	0.5	2378.90
17	1246.95	8.9	0.5	2493.90
16	1301.65	8.4	0.5	2603.30
15	1353.47	7.9	0.6	2255.78
14	1402.3	7.3	0.5	2804.60
13	1448.06	6.8	0.6	2413.43
12	1490.57	6.2	0.6	2484.28
11	1529.84	5.6	0.5	3059.68
10	1565.66	5.1	0.6	2609.43
9	1598.02	4.5	0.5	3196.04
8	1626.67	4	0.6	2711.12
7	1651.89	3.4	0.6	2753.15
6	1672.53	2.8	0.5	3345.06
5	1686.2	2.3	0.6	2810.33
4	1686.37	1.7	0.5	3372.74
3	1652.8	1.2	0.5	3305.60
2	1527.26	0.7	0.5	3054.52
1	1136.99	0.2	0.2	5684.95

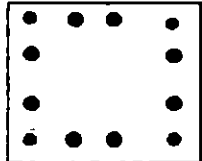
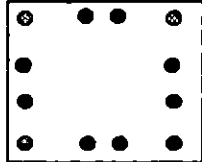
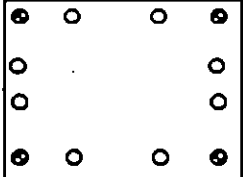
CUADRO DE RIGIDEZ CUANDO: $F_y=4200\text{kg/cm}^2$; $F_c=350\text{kg/cm}^2$; PARA EL EJE "1X".

EDIFICIO "C" DE 30 NIVELES

TABLA:7.4

No. DE NIVEL	CORTANTES ton	Δ (TOTAL) cms	Δ cms	RIGIDEZ ton/cm
TECHO	623.85	13	0.3	2079.50
29	554.7	12.7	0.2	2773.50
28	594.36	12.5	0.3	1981.20
27	650.66	12.2	0.3	2168.87
26	707.21	11.9	0.4	1768.03
25	770.59	11.5	0.3	2568.63
24	836.9	11.2	0.4	2092.25
23	901.19	10.8	0.4	2252.98
22	963.34	10.4	0.8	1204.18
21	1023.27	9.6	0.4	2558.18
20	1083.44	9.2	0.5	2166.88
19	1142.74	8.7	0.5	2285.48
18	1203.12	8.2	0.4	3007.80
17	1261.04	7.8	0.5	2522.08
16	1316.07	7.3	0.5	2632.14
15	1368.09	6.8	0.3	4560.30
14	1417.03	6.5	0.2	7085.15
13	1462.8	6.3	0.5	2925.60
12	1505.31	5.8	0.6	2508.85
11	1544.5	5.2	0.5	3089.00
10	1580.25	4.7	0.5	3160.50
9	1612.49	4.2	0.5	3224.98
8	1641.09	3.7	0.6	2735.15
7	1666.21	3.1	0.5	3332.42
6	1686.83	2.6	0.5	3373.66
5	1700.61	2.1	0.5	3401.22
4	1701.15	1.6	0.5	3402.30
3	1668.68	1.1	0.5	3337.36
2	1327.57	0.6	0.4	3318.93
1	1158.31	0.2	0.2	5791.55

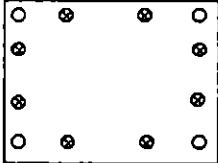
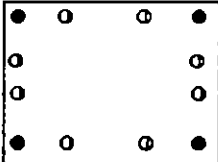
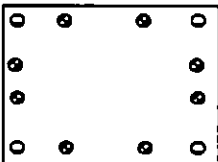
TABLA 7.5 : GEOMETRIA Y ACEROS DE LAS COLUMNAS(EDIFICIOS TIPO "A").

No: de niveles	No de la columna	Sección de columna	Acero requerido (cm ²)		Acero proporcionado (cm ²)		Detalle de la sección	No: de varillas
			Superior	Inferior	Superior	Inferior		
20	1 - 7 marco 1X 11,18,25,32,39 y 46 del Marco 4Y de todos los niveles	0.9 x 0.9 m	81.00	81.00	82.90	82.90		4 No:8 y 8 No:9
25	1 - 7 marco 1X 11,18,25,32,39 y 46 del Marco 4Y de todos los niveles	1.0 x 1.0 m	104.68	104.68	108.60	108.60		4 No: 10 12 No: 9
30	1 - 7 marco 1X 11,18,25,32,39 y 46 del Marco 4Y de todos los niveles	1.2 x 1.2 m	144.00	144.00	146.30	146.30		12 No: 10 y 8 No: 9

NOMENCLATURA

SIMBOLOGIA	No: VARILLA
○	No:10
●	No:9
•	No:8
⊗	2No: 9 y 1 No: 10
⊙	1No:10 y 1No:9

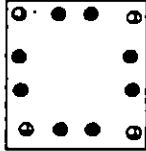
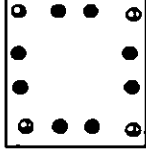
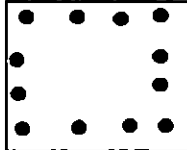
TABLA 7.6 : GEOMETRIA Y ACERO DE LAS COLUMNAS (EDIFICIOS TIPO "B").

No: de niveles	No de la columna	Sección de columna	Acero requerido (cm ²)		Acero proporcionado (cm ²)		Detalle de la sección	No de varillas
			Superior	Inferior	Superior	Inferior		
20	45 - 55 marco 1X 11,18,25,32,39 y 46 del Marco 6Y de todos los niveles	1.10 X 1.10	121.00	121.00	123.50	123.50		4 No 10 8 No 9 8 No 8
25	45 - 55 marco 1X 18, 30, 42, 54 ,66 Y 78 del Marco 6Y de todos los niveles	1.10 X 1.10	124.81	124.81	129.00	129.00		8 No 10 4 No 9 8 No 8
30	45 - 55 marco 1X 18, 30, 42, 54 ,66 Y 78 del Marco 6Y de todos los niveles	1.25 X 1.25	156.25	156.25	160.60	160.60		8 No 10 12 No 9 4 No 8

NOMENCLATURA

SIMBOLO	No: VARILLA
○	No:10
●	No:9
⊗	2 No: 9 y 2 No: 8
○	1 No: 8 y 1 No: 10
○	1 No 9 y 1 No 8
⊗	1 No: 10 y 1 No: 9

TABLA 7.7 : GEOMETRIA Y ACERO DE LAS COLUMNAS (EDIFICIOS TIPO " C").

No: de niveles	No de la columna	Sección de columna	Acero requerido (cm ²)		Acero proporcionado (cm ²)		Detalle de la sección	No de varillas
			Superior	Inferior	Superior	Inferior		
20	1 - 8 marco 1X 12,20,28,36,44,52 y 60 del Marco 4Y de todos los niveles	0.9 x 0.9 m	81.00	81.00	82.90	82.90		4 No 8 8 No 9
25	1 - 8 marco 1X 12,20,28,36,44,52 y 60 del Marco 4Y de todos los niveles	0.9 x 0.9 m	81.00	81.00	82.90	82.90		4 No 8 8 No 9
30	1 - 8 marco 1X 12,20,28,36,44,52 y 60 del Marco 4Y de todos los niveles	1.0 x 1.0 m	100.00	100.00	103.25	103.25		4 No 10 4 No 8 8 No 9

NOMENCLATURA

SIMBOLO	No: VARILLA
●	No:9
○	No:8
●	1 No:10 y 1 No:8

RELACION PESO DE ACERO POR VOLUMEN DE CONCRETO:

TABLA: 8

EDIFICIO	NIVELES	VOLUMEN (M³)		PESO	Was/Vc Kg/m³
		CONCRETO	ACERO	ACERO (TON)	
A	20	3644.3	41	323.08	88.65
	25	7051.4	84.08	662.55	86.49
	30	11033	121.09	954.19	93.96
B	20	11724.7	131.93	1039.61	88.66
	25	14700.4	164.01	1292.4	87.92
	30	20956.6	212.04	1670.88	79.63
C	20	5794.5	65.2	513.85	88.67
	25	8127.7	90.68	714.5	87.9
	30	10386.5	127.16	1002.02	96.47

Was= Peso total de acero

Vc = Volumen de concreto (columnas y vigas.)

El peso volumétrico del acero es de 7.88 Ton/m³

7.4 ANALISIS NO LINEAL PARA EDIFICIOS DE 20, 25 Y 30 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO.

7.4.1 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL POR EL METODO DE COLAPSO.

Dos de los marcos de cada edificio diseñado previamente en el programa ETABS bajo las normativas salvadoreñas de diseño fueron sometidos al análisis de colapso utilizando el programa DRAIN 2DX . Las salidas de datos fue resumida mediante el programa READPOV el cual revisa los criterios de resistencia a corte, capacidad de rotación excedida, deriva de entrepiso y número de rótulas que causan inestabilidad.

• CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS

Fueron analizados dos marcos para cada edificio, para los edificios tipo A y C el marco en la dirección X es un marco perimetral y el marco en la dirección Y es un marco transversal que atraviesa el centro de la estructura. Los marcos X y Y de análisis para el edificio del tipo B son marcos centrales orientados en el eje X y Y respectivamente.

Las consideraciones efectuadas en los modelos de marcos de concreto reforzado se detallan a continuación.

1. Se consideró entrepiso rígido para cada nivel del edificio.
2. Para la modelación de las vigas y columnas fue empleado el tipo de elemento 02 , el cual es un elemento de viga-columna que permite la generación de rótulas plásticas en los extremos del elemento³⁸ .
3. Condiciones de borde: Todos los edificios se consideraron empotrados en su base.
4. El valor de la razón de amortiguamiento del suelo es de 0.05 (recomendado por NTDS 94)
5. La razón de endurecimiento utilizada para el concreto es de 0.02

6. Para el análisis de colapso las cargas laterales estáticas utilizadas fueron las fuerzas inerciales provenientes de los cortantes obtenidos del análisis estático sin considerar el efecto p-delta. Las fuerzas inerciales se distribuyen entre los nudos de cada nivel y son multiplicadas en amplitud por un factor de carga el cual es controlado modificando el desplazamiento en el último nivel de los edificios. En el instante en que la deriva de entrepiso para el último nivel es igual al límite especificado por la NTDS 94 (0.015 hx) automáticamente finaliza el análisis.
7. Las cargas gravitacionales son representadas por las fuerzas y momentos de empotramiento equivalentes.

- CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE COLAPSO.

Los criterios utilizados para la evaluación de los resultados del análisis de colapso para cada uno de los marcos son los siguientes:

1. Capacidad de resistencia a corte.
2. Capacidad de rotación de las secciones de los extremos de vigas y columnas.
3. Condición de inestabilidad debido a la formación de n+1 rótulas en donde n es el número de rótulas generadas antes de que el marco se vuelva inestable³⁹ sabiendo que:

$$n_a = 3 m + n_r - 3 n_j \quad (\text{Ec.7.18})$$

En donde:

m = número de miembros

n_r = número de reacciones

n_j = número de nudos.

na = número de articulaciones.

4. Control de la deriva de entrepiso para edificios de oficinas segun NTDS 94:

$$\delta = 0.015hx$$

En donde :

δ = Deriva de entrepiso .

hx = altura de entrepiso

5. La formación de mecanismos de falla. Se tomaron en cuenta dos tipos de mecanismo de falla.

a) Tipo A: Formación de rótulas alrededor del nudo, de tal manera que se impida la redistribución de momentos (fig. 7. 5).

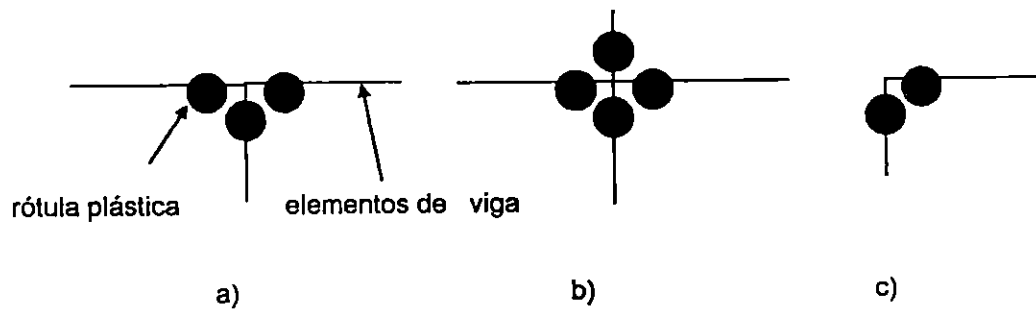


fig 7.5 a, b y c .Tipos de mecanismos de falla por la formación de rótulas plásticas alrededor de un nudo.

b) Tipo B: Falla por mecanismo de " piso débil- viga fuerte " el cual no es deseable en estructuras de edificios . (fig. 7.6).

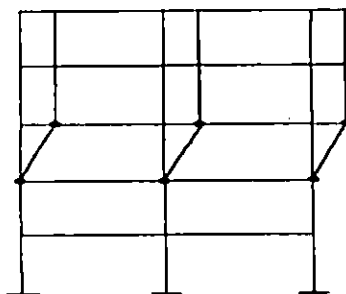


fig 7.6 . Mecánismo de falla de piso débil.

- Resultados del Análisis de Colapso Obtenidos para los Edificios de Concreto Reforzado de 20, 25 y 30 niveles.

Los parámetros de respuesta que se obtuvieron del análisis de colapso son el Factor de resistencia y la ductilidad global, ambos parámetros fueron calculados de manera similar a la efectuada en el Capítulo 5 .

Resultados del análisis de colapso para los edificios de 20, 25 y 30 niveles.

Edificio A de 20 Niveles. marco X.

El patrón de formación de rótulas es el mostrado en la fig. 7.7 . El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo tipo A en el nudo del primer nivel , extremo izquierdo para un factor de carga de 1.74. A medida que el factor se incrementa se presentan rótulas en las vigas del marco, puede observarse en la fig. 7.7 que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil, el cual es el esperado para edificios diseñados

con detallado especial según NTDS 94. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 223. El valor límite de deriva de entrepiso fue alcanzado para un factor de carga de 1.665 en los niveles 6,7 y 8, para un factor de ductilidad global de 5.55

Edificio A de 20 Niveles. marco Y.

El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo tipo A en el nudo del segundo nivel, extremo izquierdo para un factor de carga de 1.63. Puede observarse en el patrón de formación de articulaciones (fig. 7.8) que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 223.

El factor de ductilidad global es de 6.44

Edificio A de 25 Niveles. marco X

El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del segundo nivel, extremo izquierdo para un factor de carga de 1.65. Puede observarse en el patrón de formación de articulaciones (fig.7.9) que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 293, el factor de ductilidad global es de 6.37. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 11 y 12, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.65 y ductilidad global de 5.02.

Edificio A de 25 Niveles. marco Y

El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del segundo nivel, extremo izquierdo para un factor de carga de 1.65. Puede observarse en el

patrón de formación de articulaciones (fig. 7.10) que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 292. El factor de ductilidad global es de 7.96. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 8, 9 y 10 , simultáneamente con la aparición de mecanismos de falla.

Edificio A de 30 Niveles. marco X

El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del primer nivel , extremo izquierdo para un factor de carga de 1.55. Puede observarse en el patrón de formación de articulaciones (fig. 7.11) que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 375. El factor de ductilidad global es de 7.54. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 11 y 12 , antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.492 y ductilidad global de 5.80.

Edificio A de 30 Niveles. marco Y

El análisis fue detenido por la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del primer nivel , extremo izquierdo para un factor de carga de 1.67. Puede observarse en el patrón de formación de articulaciones (fig. 7.12) que el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 375. El factor de ductilidad global es de 7.82 . El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 8, 9 y 10 , antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.586 y ductilidad global de 5.55.

La gráfica 7.2 muestra para el límite funcional la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "A", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, siendo más acentuada la variación

para los ejes perimetrales (dirección X). La tabla 7.9 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "A".

La gráfica 7.3 muestra la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "A", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por presencia de mecanismo de falla. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, siendo más acentuada la variación para los ejes perimetrales (dirección X).

La tabla 7.10 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "A".

La gráfica 7.4 muestra para el límite funcional la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "A", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de ductilidad disminuye al incrementarse la altura en el caso de los marcos perimetrales (X), en los marcos centrales las mayores ductilidades se presentan en los edificios de 30 niveles. La tabla 7.11 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "A" hasta el instante del límite funcional.

La gráfica 7.5 muestra la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "A", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por presencia de mecanismo de falla. El factor de ductilidad disminuye al incrementarse la altura en el caso de los marcos perimetrales (X), en los marcos centrales las mayores ductilidades se presentan en los edificios de 30 niveles. La tabla 7.12 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "A" hasta el instante del colapso por presencia de mecanismo de falla.

Edificio B de 20 Niveles. marco X

El análisis del edificio fue suspendido por la formación de un mecanismo de falla tipo A

en el nudo del primer nivel , extremo izquierdo para un factor de carga de 1.85. De acuerdo a la fig. 7.13 el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues la estructura no falla por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 453. El factor de ductilidad global es de 10.30. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 8 y 9, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.74 y ductilidad global de 5.53.

Edificio B de 20 Niveles. marco Y

El marco colapsa por la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del primer nivel, extremo izquierdo para un factor de carga de 1.60. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones en el marco (fig.7.14) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues la estructura no falla por mecanismo de piso débil . El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 256. El factor de ductilidad global es de 7.58. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 7 , antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.58 y ductilidad global de 7.05.

Edificio B de 25 Niveles. marco X

El criterio que prevaleció en el análisis de colapso fue la formación de un mecanismo de falla tipo A en el nudo del primer nivel , extremo izquierdo para un factor de carga de 1.72. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig. 7.15) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues la estructura no falla por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 577. El factor de ductilidad global es de 10.16. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 9, 10 y 11, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.51 y ductilidad global de 6.70.

Edificio B de 25 Niveles. marco Y

El marco presentó falla por la generación de un mecanismo en el nudo del extremo izquierdo, nivel 2 para un factor de carga de 1.58. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig. 7.16) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues la estructura no falla por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 312. El factor de ductilidad global es de 7.38. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 8, 9 y 10 , antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.57 y ductilidad global de 6.99.

Edificio B de 30 Niveles. marco X

El marco presentó falla por la generación de un mecanismo en el nudo del extremo izquierdo para el nivel 1, a un factor de carga de 1.77. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig.7.17) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues las columnas no fallan por mecanismo de piso débil . El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 677. El factor de ductilidad global es de 9.22. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 12, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.60 y ductilidad global de 5.96.

Edificio B de 30 Niveles. marco Y

El marco presentó falla por la generación de un mecanismo en el nudo del extremo izquierdo para el nivel 2, a un factor de carga de 1.46. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig.7.18) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 364. El factor de ductilidad global es de 6.89. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 10, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.35 y ductilidad global de 4.92.

La gráfica 7.6 muestra para el límite funcional la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "B", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, siendo más acentuada la variación para los ejes longitudinales (dirección X) de 20 y 25 niveles, y para los marcos transversales de 25 y 30 niveles. La tabla 7.13 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "B".

La gráfica 7.7 muestra la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "B", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por presencia de mecanismo de falla. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, siendo más acentuada la variación para los ejes perimetrales (dirección X). La tabla 7.14 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "B". Al comparar las gráficas 7.6 y 7.7 se observa que en la última (colapso por mecanismo) existe una mejor definición de la tendencia de las curvas al aumentar la altura.

La gráfica 7.8 muestra para el límite funcional la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "B", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de ductilidad disminuye al incrementarse la altura en el caso de los marcos longitudinales (X) y transversales. La tabla 7.15 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "B" hasta el instante del límite funcional.

La gráfica 7.9 muestra la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "B", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por presencia de mecanismo de falla. El factor de ductilidad disminuye al incrementarse la altura en el caso de los marcos longitudinales (X) y en los marcos transversales (Y). La tabla 7.16 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "B" hasta el instante del colapso por la aparición de mecanismo de falla. Al comparar las gráficas 7.8 y 7.9 se

observa que en la última (colapso por mecanismo) existe una mejor definición de la tendencia de las curvas al aumentar la altura.

Edificio C de 20 Niveles, marco X.

El marco presentó falla por la generación de un mecanismo en el nudo del extremo izquierdo para el nivel 2, a un factor de carga de 1.82. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig.7.19) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 281. El factor de ductilidad global es de 9.68. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 9, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.71 y ductilidad global de 5.67.

Edificio C de 20 Niveles, marco Y.

El marco presentó falla por la generación de un mecanismo en el nudo del extremo izquierdo para el nivel 2, a un factor de carga de 2.10.. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig. 7.20) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil pues las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El número de articulaciones generadas hasta el colapso de la estructura es de 273. El factor de ductilidad global es de 9.76. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 9, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.74 y ductilidad global de 5.62.

Edificio C de 25 Niveles, marco X.

El marco sufre falla por mecanismo tipo A en el nudo del extremo izquierdo del nivel 2 a un factor de carga de 1.76. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig.7.21) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. Se observa que el número de articulaciones totales es de 343, las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El factor de ductilidad global es de 7.54. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 8, 9,10, 11 y 12 antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.61 y ductilidad global de 4.98.

Edificio C de 25 Niveles, marco Y.

El marco sufre falla por mecanismo tipo A en el nudo del extremo izquierdo del nivel 2 a un factor de carga de 1.67. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig. 7.22) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil,. El número de rótulas totales es de 343 , las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El factor de ductilidad global es de 9.20. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 8, 9, 10 y 11, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.61 y ductilidad global de 5.18.

Edificio C de 30 Niveles, marco X.

El marco sufre falla por mecanismo tipo A en el nudo del extremo izquierdo del nivel 2 a un factor de carga de 1.67. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig. 7.23) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil,. El número de rótulas totales es de 437, las columnas no fallan por mecanismo de piso débil.El factor de ductilidad global es de 8.80. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en el nivel 10, 11, 12 y 13 antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.52 y ductilidad global de 5.23.

Edificio C de 30 Niveles, marco Y.

El marco sufre falla por mecanismo tipo A en el nudo del extremo izquierdo del nivel 1 a un factor de carga de 1.72. De acuerdo al patrón de formación de articulaciones (fig.7.24) el marco tiene un comportamiento de columna fuerte - viga débil. El número de rótulas totales es de 438, las columnas no fallan por mecanismo de piso débil. El factor de ductilidad global es de 11.6. El límite de deriva de entrepiso es alcanzado en los niveles 10, 11 y 12, antes de la presencia de mecanismos de falla, para un factor de carga de 1.55 y ductilidad global de 5.18.

La gráfica 7.10 muestra para el límite funcional la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "C", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, coincidiendo las curvas de los marcos de las direcciones X, Y. La tabla 7.17 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "C".

La gráfica 7.11 muestra la variación del factor de resistencia con respecto a la altura de los edificios tipo "C", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por presencia de mecanismo de falla. El factor de resistencia disminuye al incrementarse la altura, siendo más acentuada la variación para los ejes perimetrales (dirección X). La tabla 7.18 presenta la cantidad de articulaciones plásticas formadas para el tipo de edificio "C".

La gráfica 7.12 muestra para el límite funcional la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "C", para los marcos de cada dirección analizada. El factor de ductilidad disminuye al incrementarse la altura siendo similares para los marcos longitudinales (X) y transversales. La tabla 7.19 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "C" hasta el instante del límite funcional.

La gráfica 7.13 muestra la variación del factor de ductilidad global con respecto a la altura de los edificios tipo "C", para los marcos de cada dirección analizada en el instante de colapso por

presencia de mecanismo de falla. La curva de ductilidad-altura presenta una concavidad en el nivel 25 en el caso de los marcos longitudinales (X). Los marcos transversales (Y) presentan una clara tendencia a disminuir su ductilidad inversamente proporcional a la altura.

La tabla 7.20 presenta los desplazamientos globales obtenidos para el tipo de edificio "C" hasta el instante del colapso por la aparición de mecanismo de falla. Al comparar las gráficas 7.12 y 7.13 se observa que en la última (colapso por mecanismo) existe una mejor definición de la tendencia de las curvas al aumentar la altura.

De los resultados del análisis de colapso se puede afirmar que los edificios poseen un comportamiento en el rango inelástico excesivo en algunos casos lo cual genera grandes desplazamientos, los marcos estudiados pueden considerarse con gran ductilidad (ductilidad global cercana a 8) y en edificios como el tipo C se puede considerar con excesiva ductilidad⁴⁰ (mayor que 8.0). En ningún caso se presentan fallas en las columnas. Los factores de resistencia en todos los casos están por encima del valor límite de 1.4 edificio A de 20 y 30 niveles, edificio C de 25 y 30 niveles.

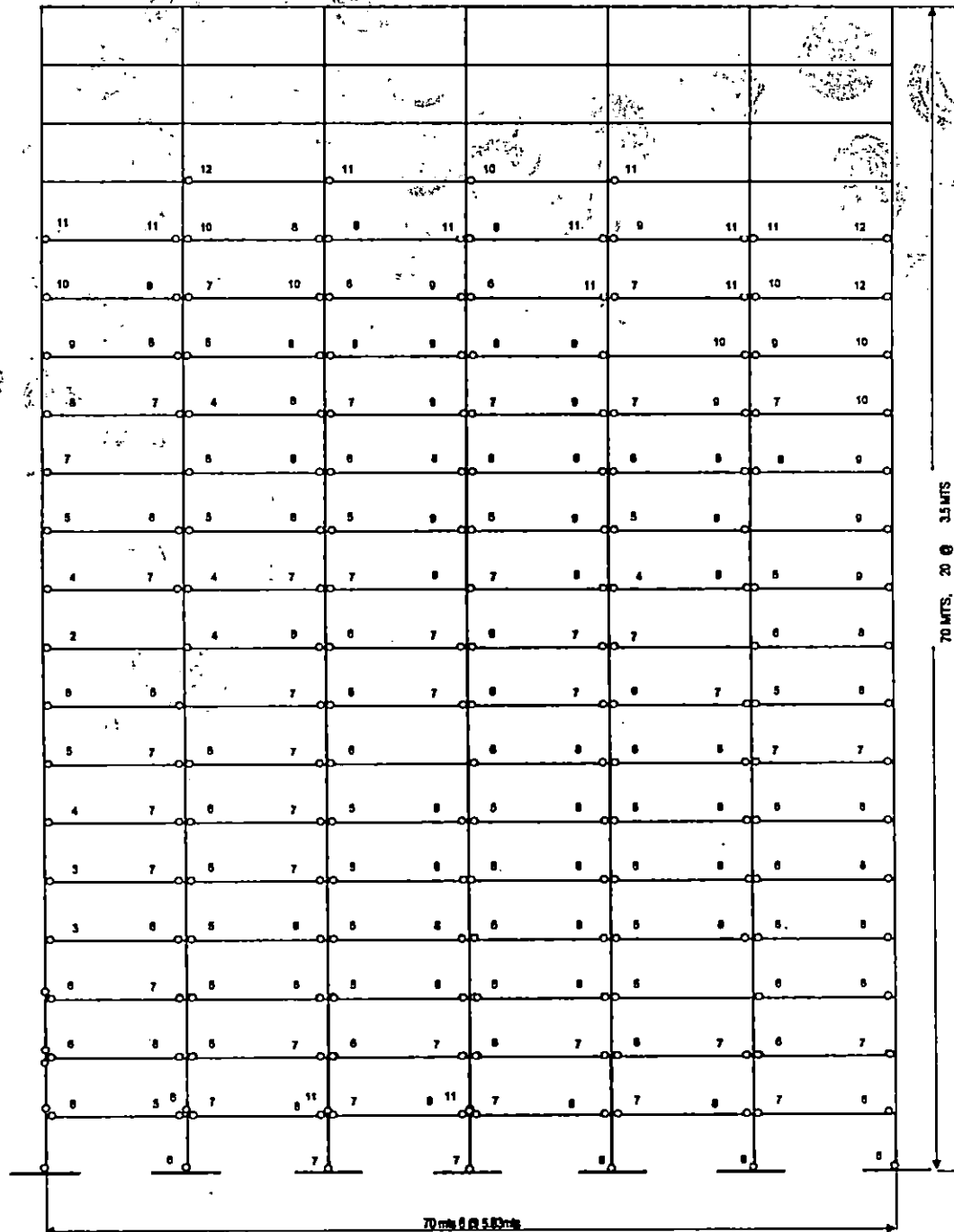
En general los edificios C con relación de dimensiones de planta 1:1 presentan el mejor comportamiento en cuanto a mayor reserva de resistencia. Los edificios tipo B presentan las menores reservas de ductilidad. El comportamiento dúctil más adecuado se produce en los edificios del tipo "A" (valores de ductilidad cercanos a 8).

Los mecanismos de falla se forman del lado en que se aplica la fuerza lateral y en los niveles inferiores (1 - 3), a manera de resumen los gráficos 7.14, 7.15 y 7.16 muestran la comparación de los resultados de resistencia y ductilidad global para los marcos de los edificios A, B y C respectivamente. Los marcos perimetrales y marcos menos cargados (transversal de los edificios tipo B) poseen menor reserva de resistencia con respecto a los marcos con mayor carga y disminuyen con la altura de los edificios.

Fig. 7.8 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO A DE 20 NIVELES, EJE 4Y

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.83

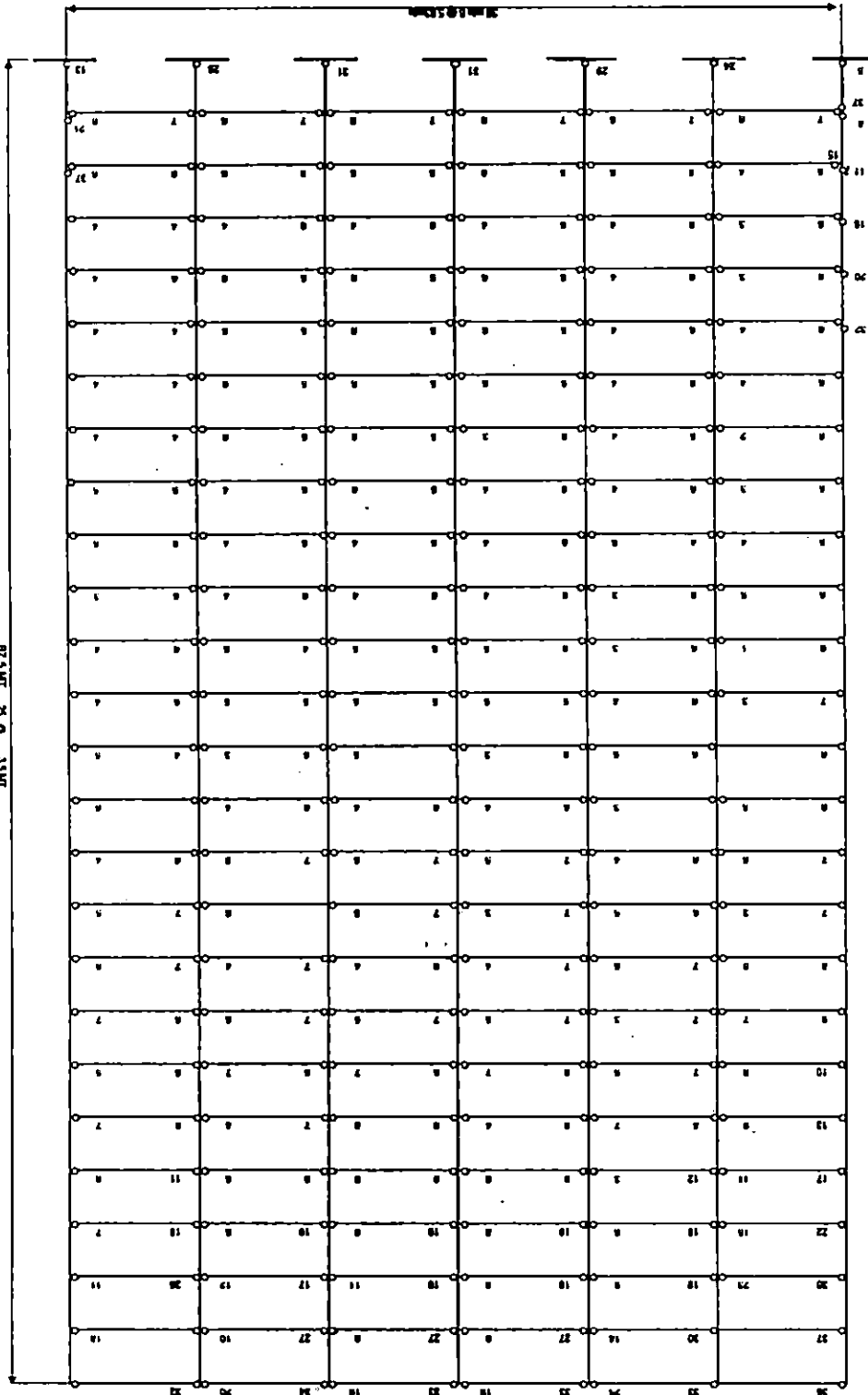
DUCTILIDAD GLOBAL : 6.706



En donde: g_i = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

En donde: L = número que muestra la secuencia de puntos de nodos planicos. \circ = Nodos planicos



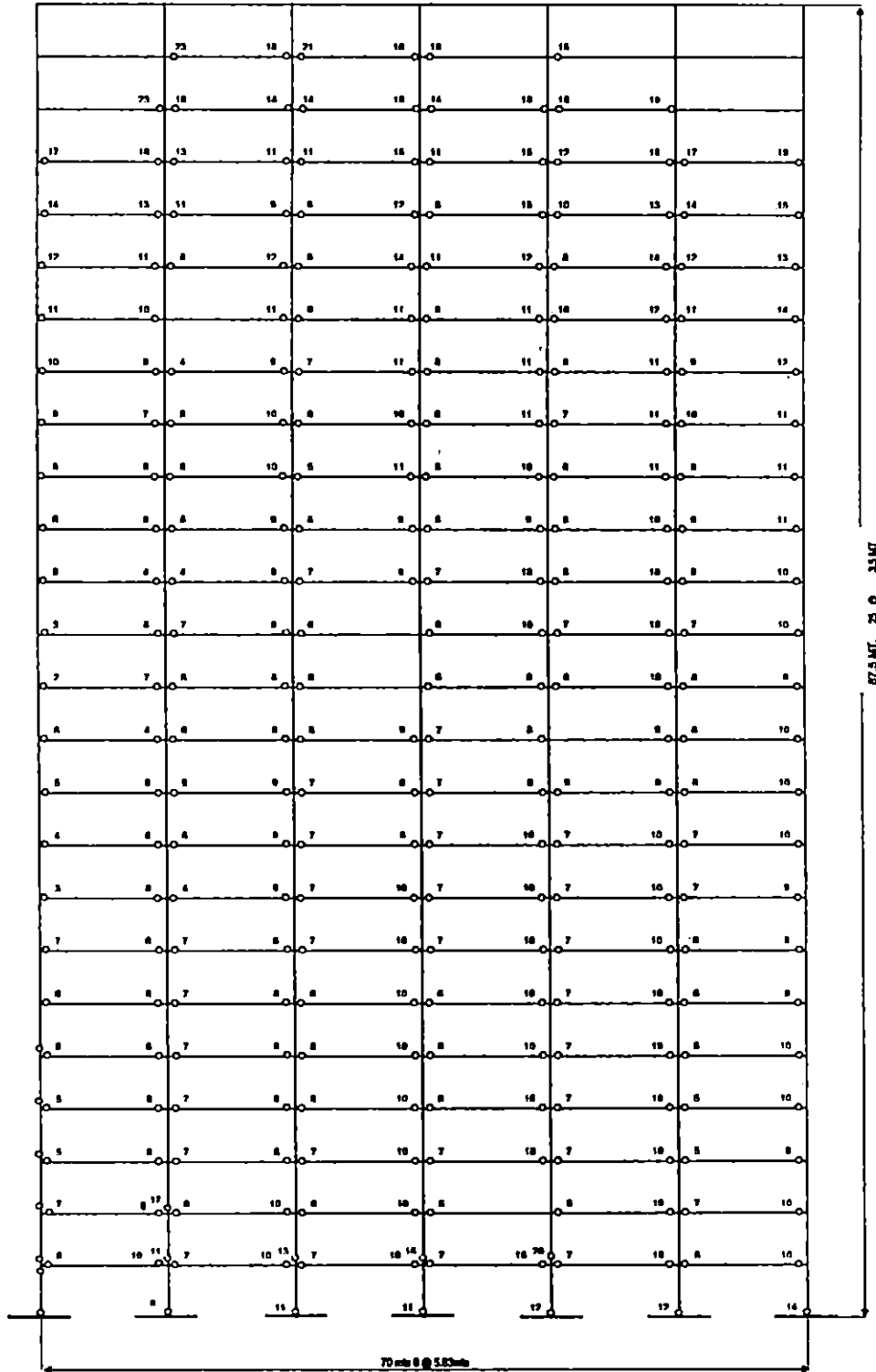
FACTOR DE RESISTENCIA: 1.00 DUCTILIDAD GLOBAL: 7.00

Fig. 1. FRECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLANTAS PARA EL AMBITO DEL EJERCICIO A DE SE INVENTAR, EJE IX.

Fig. 7.10 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO A DE 25 NIVELES, EJE 4Y

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.85

DUCTILIDAD GLOBAL : 6.83



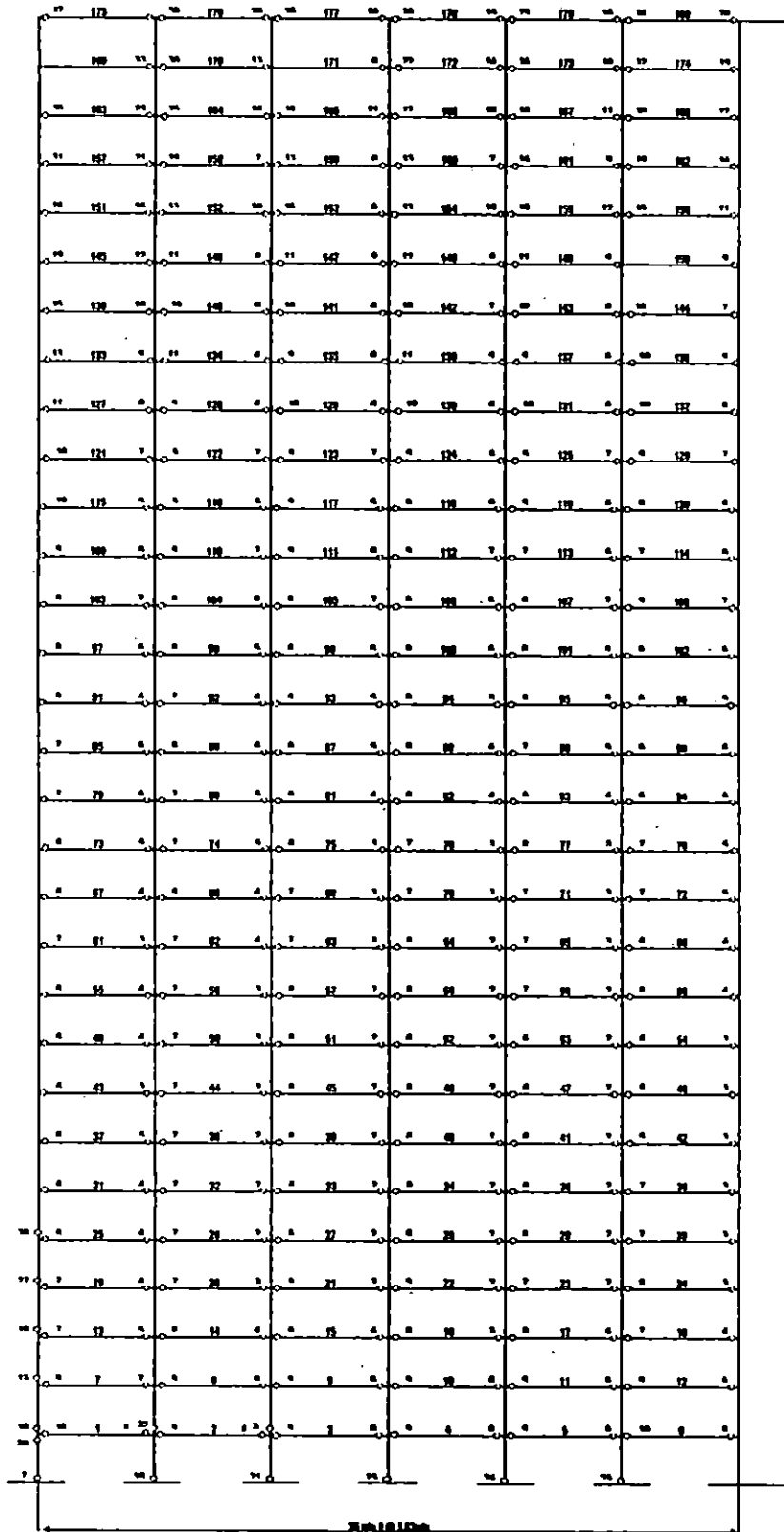
En donde: \circ = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

\circ = Rótula plástica

Fig. 7.11 SECUENCIA DE FORMACION DE NOTULAS PLASTICAS PARA EL MINCO DEL ESQUEJO A RE 30 ANELES, EJE XC

FACTOR DE RESISTENCIA - 1.58

DUCTILIDAD BLOQUE - 7.85

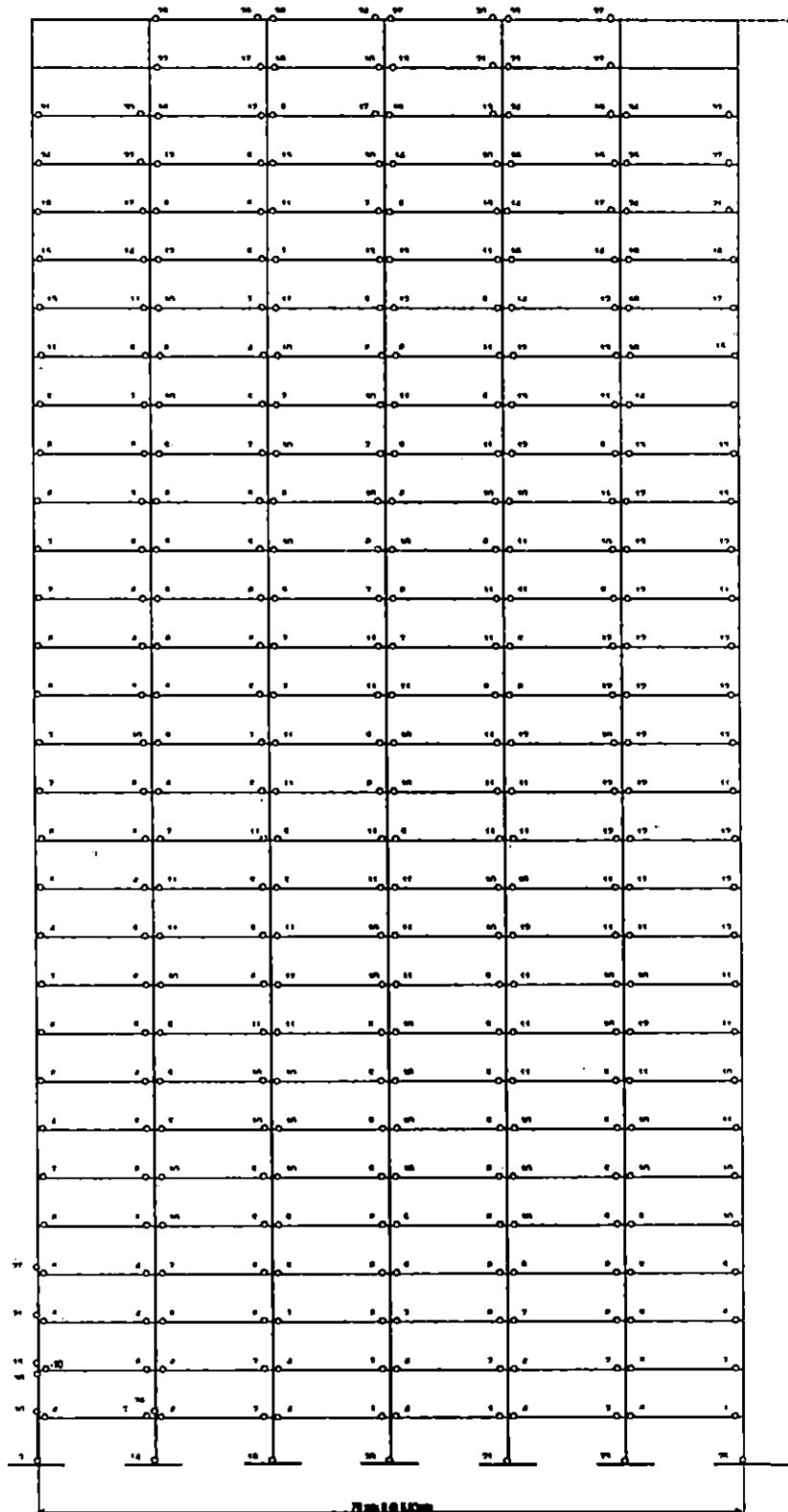


De donde: □ = número que muestra la secuencia de aparición de notulas plásticas. ○ = Notula plástica

Fig. 7.12 FRECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO A DE 30 NIVELES, EJE 4Y.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.67

DUCTILIDAD GLOBAL : 6.4

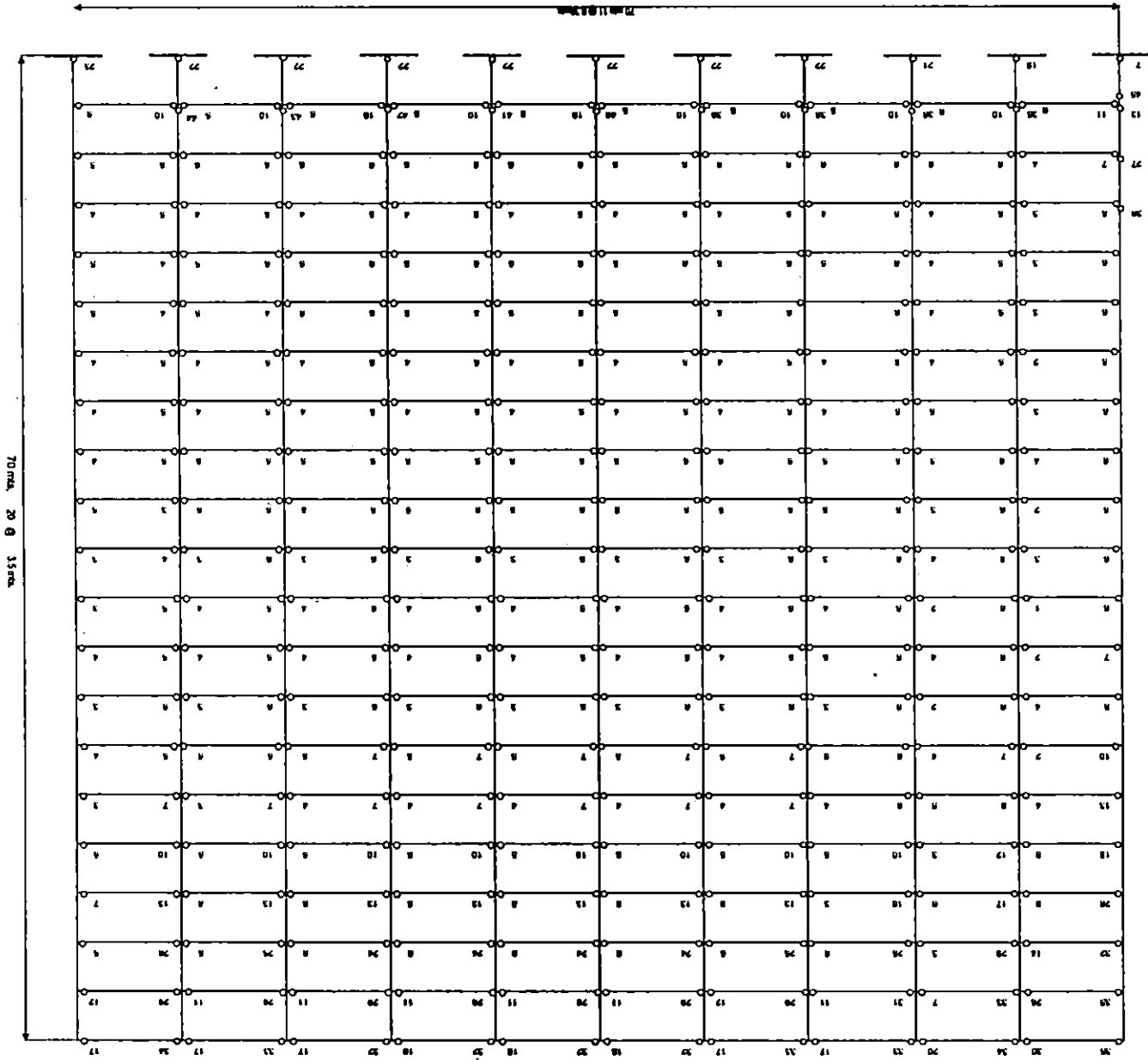


103.87 M. 30 @ 3.47

En donde: f = Número que muestra la ocurrencia de aperturas de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

En donde: \square = número que muestra la secuencia de aparición de roturas plásticas. \circ = Rótulos plásticos.



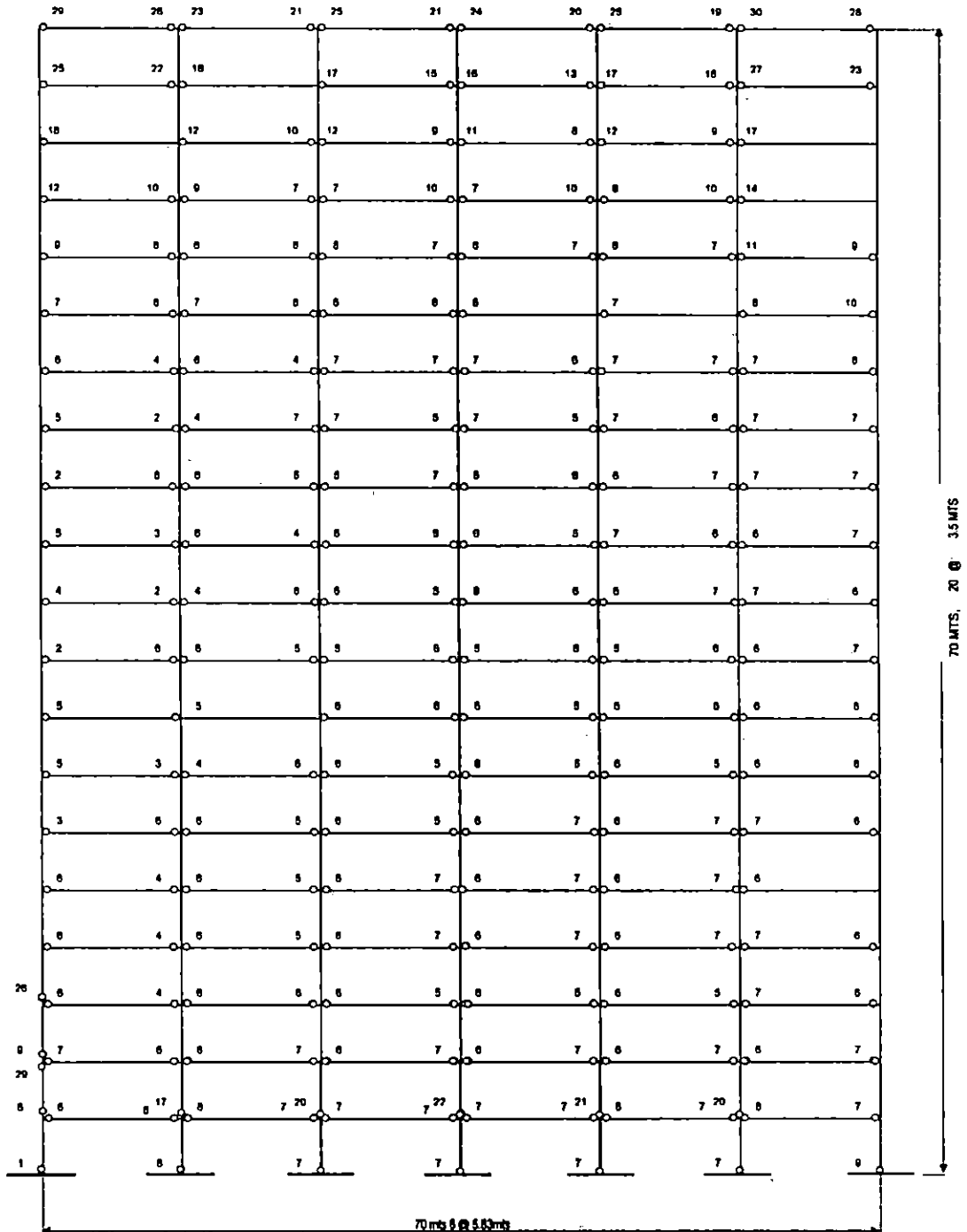
FACTORES DE RESISTENCIA: 1.05 DUCTILIDAD GLOBAL: 10.75

Fig. 7.13 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTURAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO B DE 20 NIVELES, EJE OC

Fig. 7.14 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO B DE 20 NIVELES, EJE 4Y.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.60

DUCTILIDAD GLOBAL : 7.90



En donde: \oplus = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

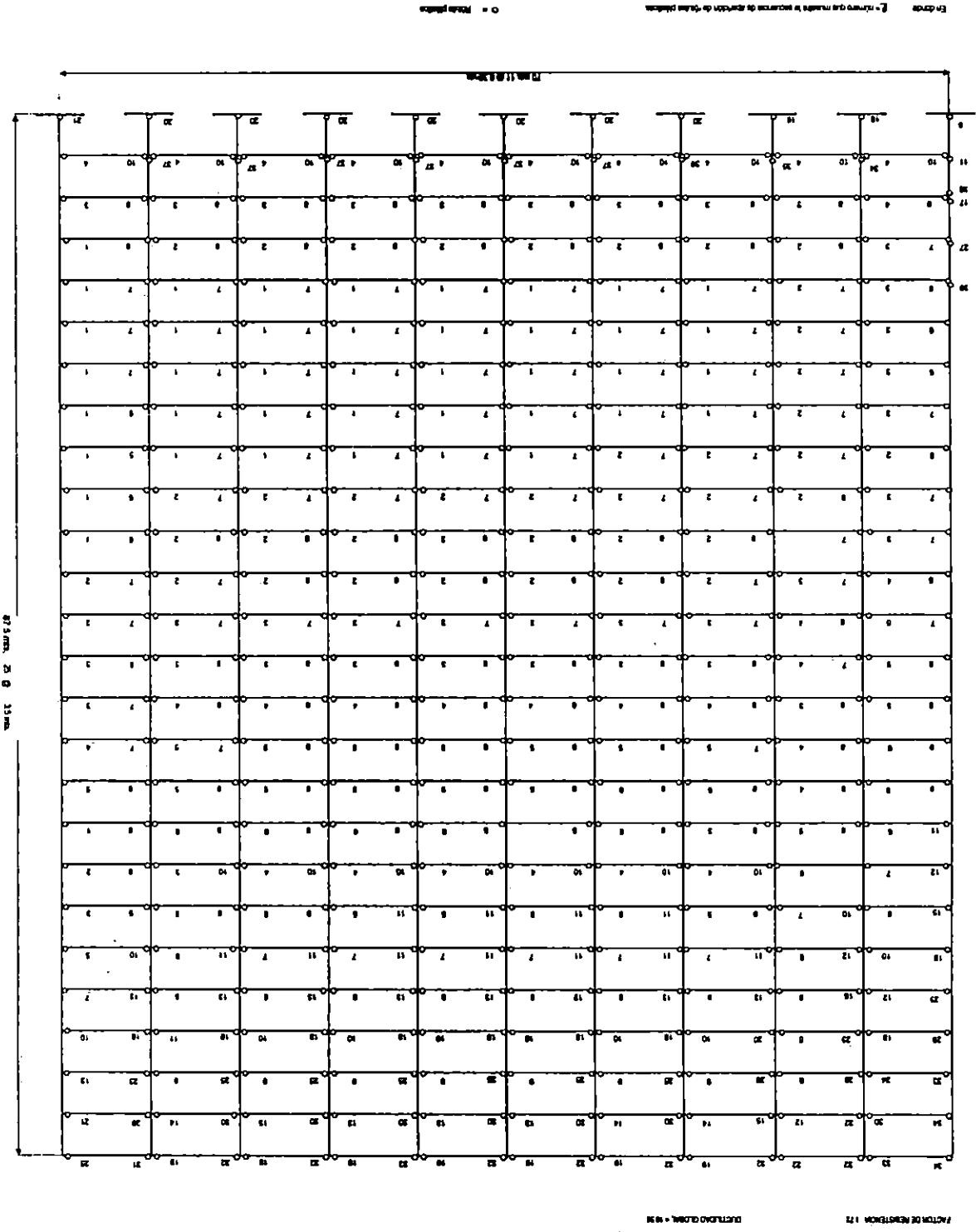
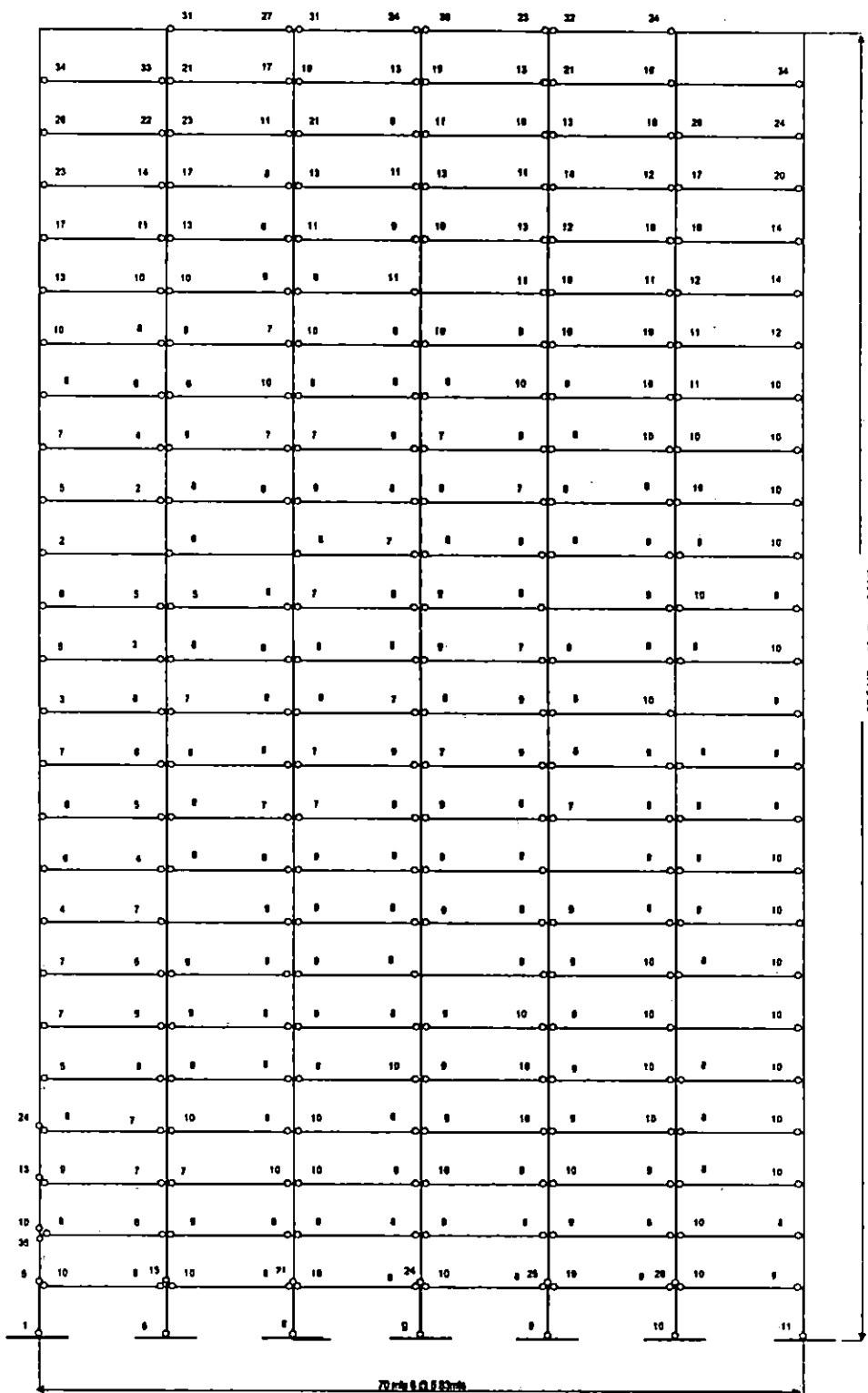


Fig. 7.16 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO II DE 25 NIVELES, EJE BY.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.58

DUCTILIDAD GLOBAL : 7.58



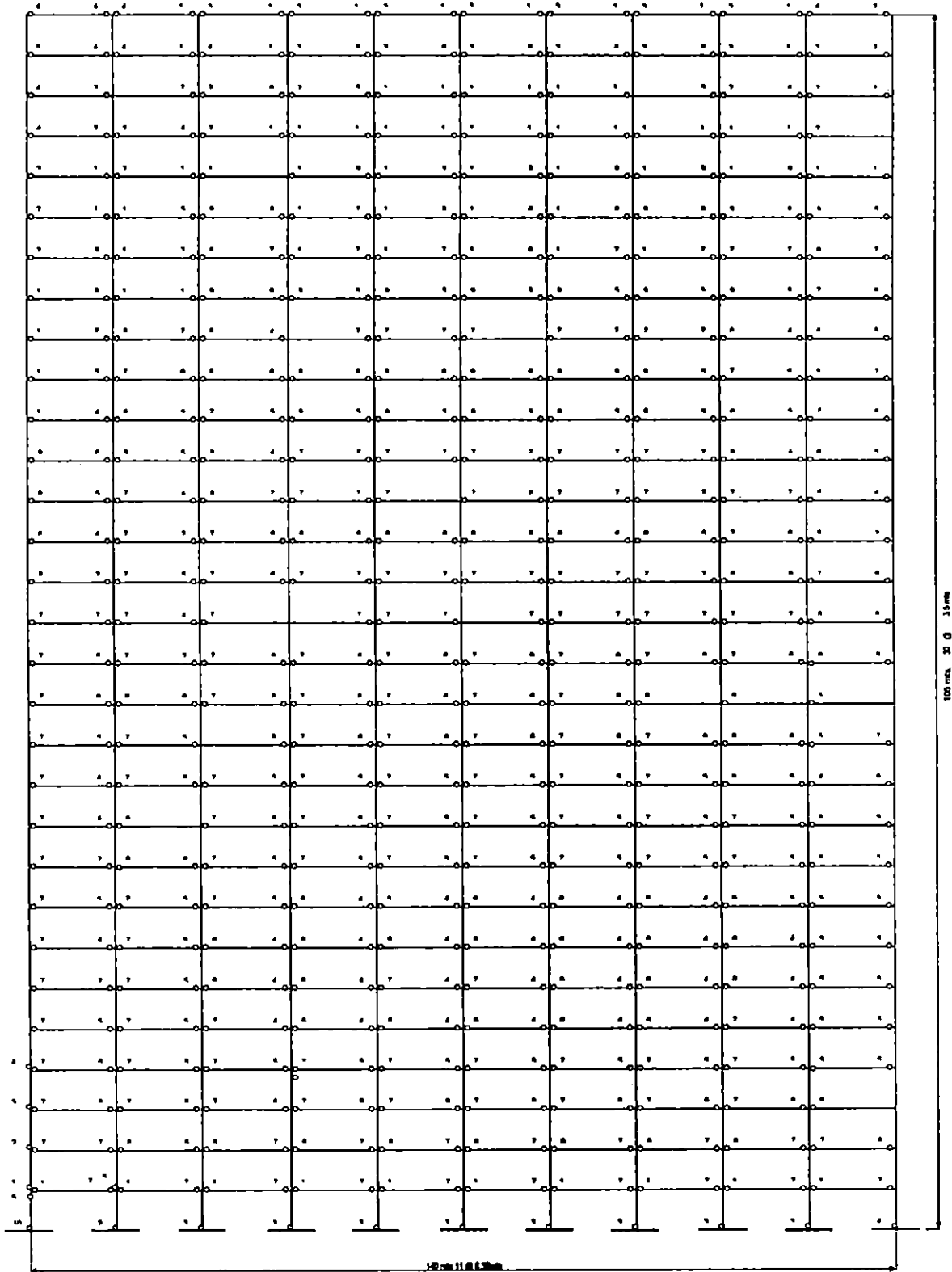
En donde: ■ = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

Fig 7 17. FRECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO B DE 30 NIVELES, EJE 4X

FACTOR DE RESISTENCIA 1.77

DUCTILIDAD GLOBAL = 0.031



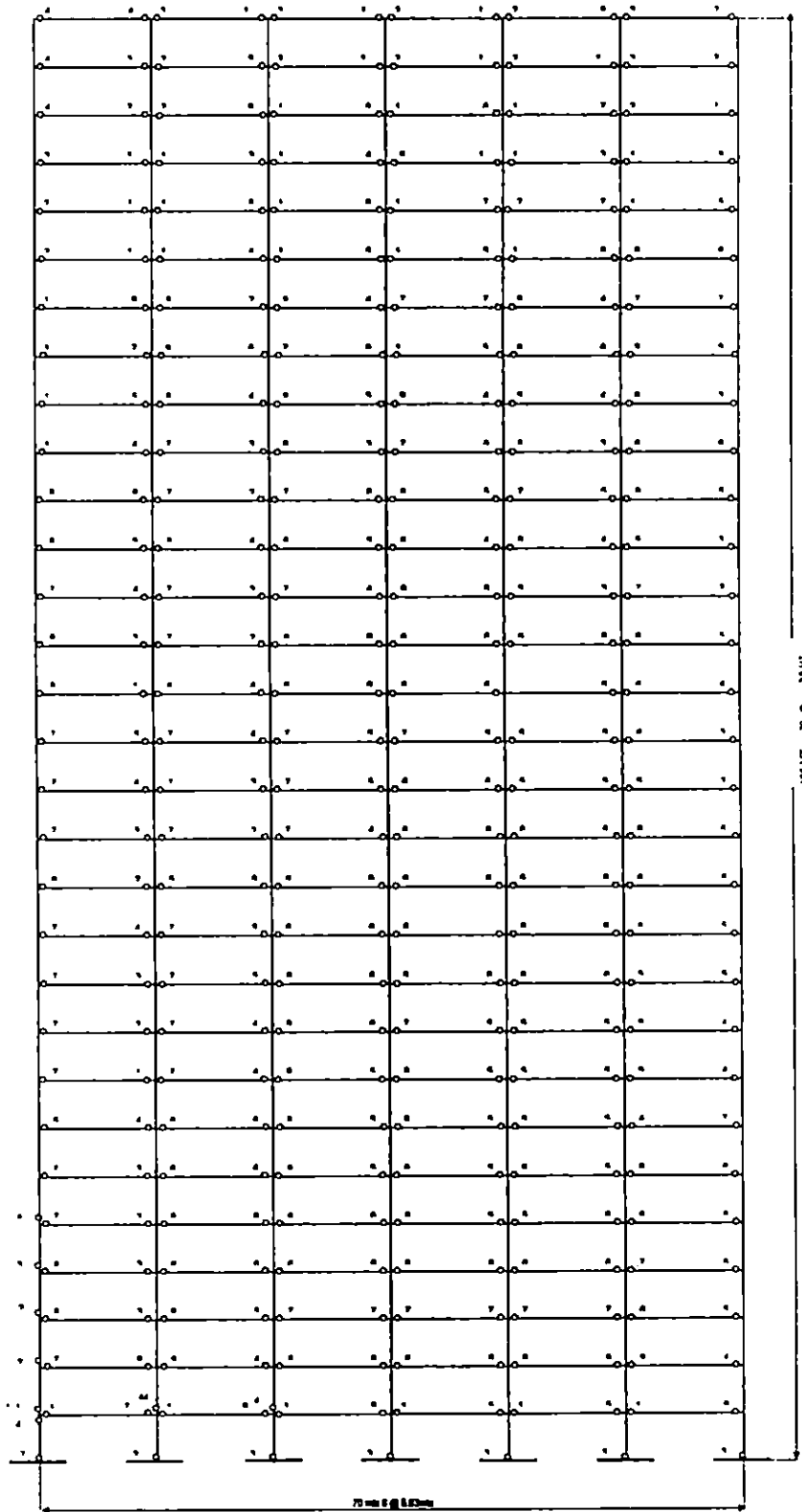
En donde: E = número que muestra la secuencia de aparición de rotulas plasticas.

○ = Rotula plasticas

Fig. 7.18. SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO II DE 30 NIVELES, EJE Y-Y.

FACTOR DE RESISTENCIA: 1.48

DUCTILIDAD OLDBNL.: 7.18



En donde

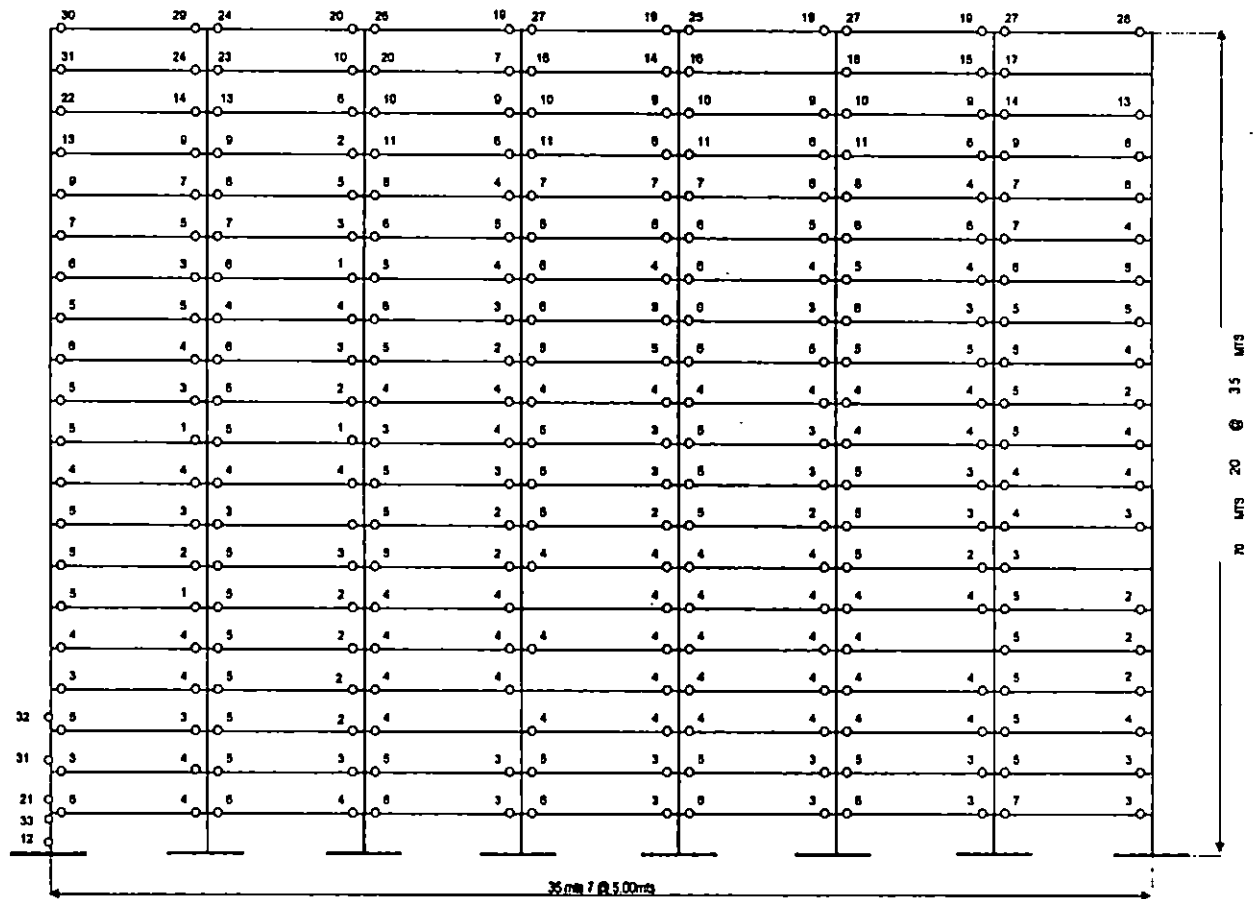
□ = Numero que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

Fig. 7.19 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 20 NIVELES, EJE 1X.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.82

DUCTILIDAD GLOBAL : 10.08



En donde: \circ = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

\circ = Rótula plástica

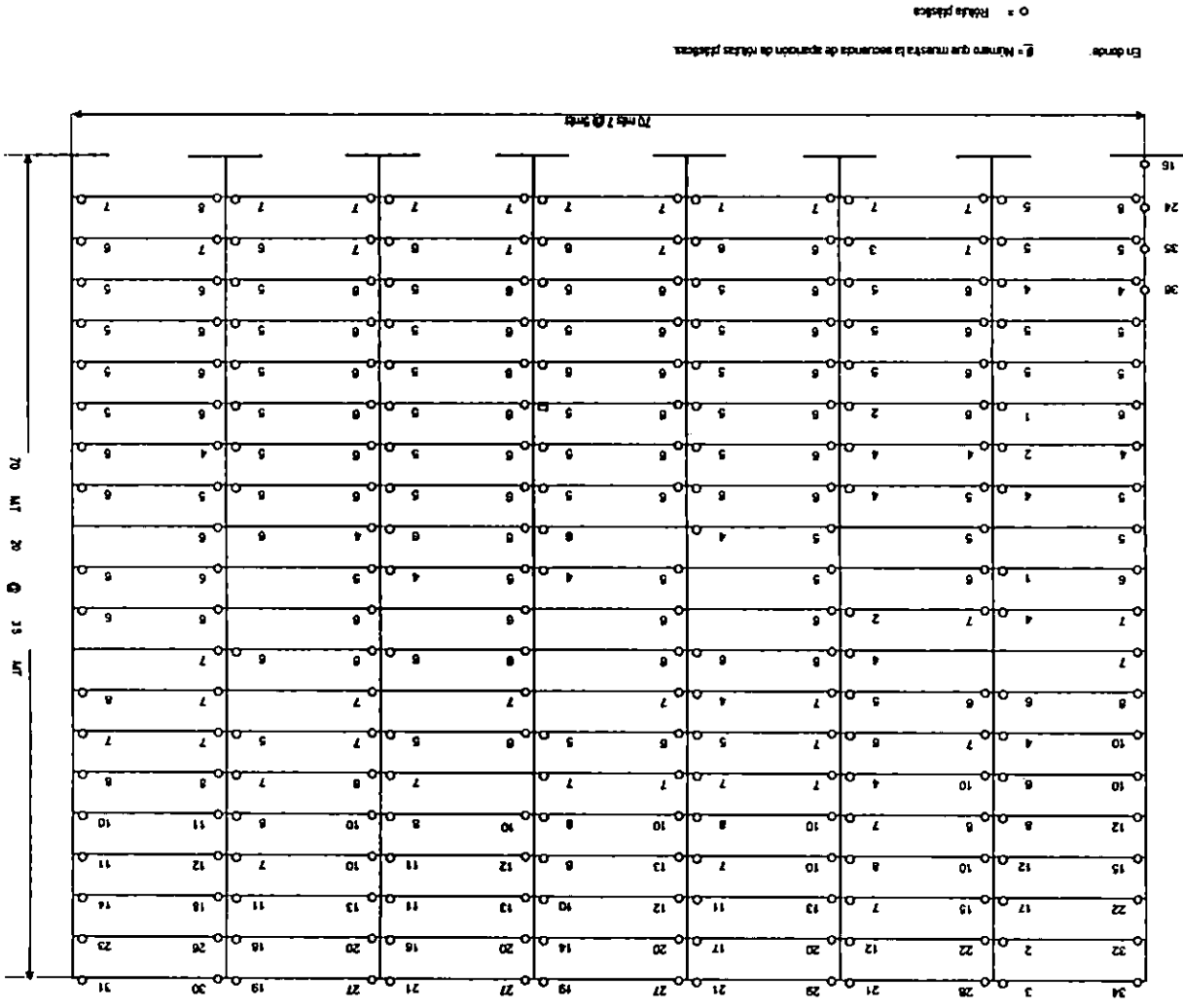
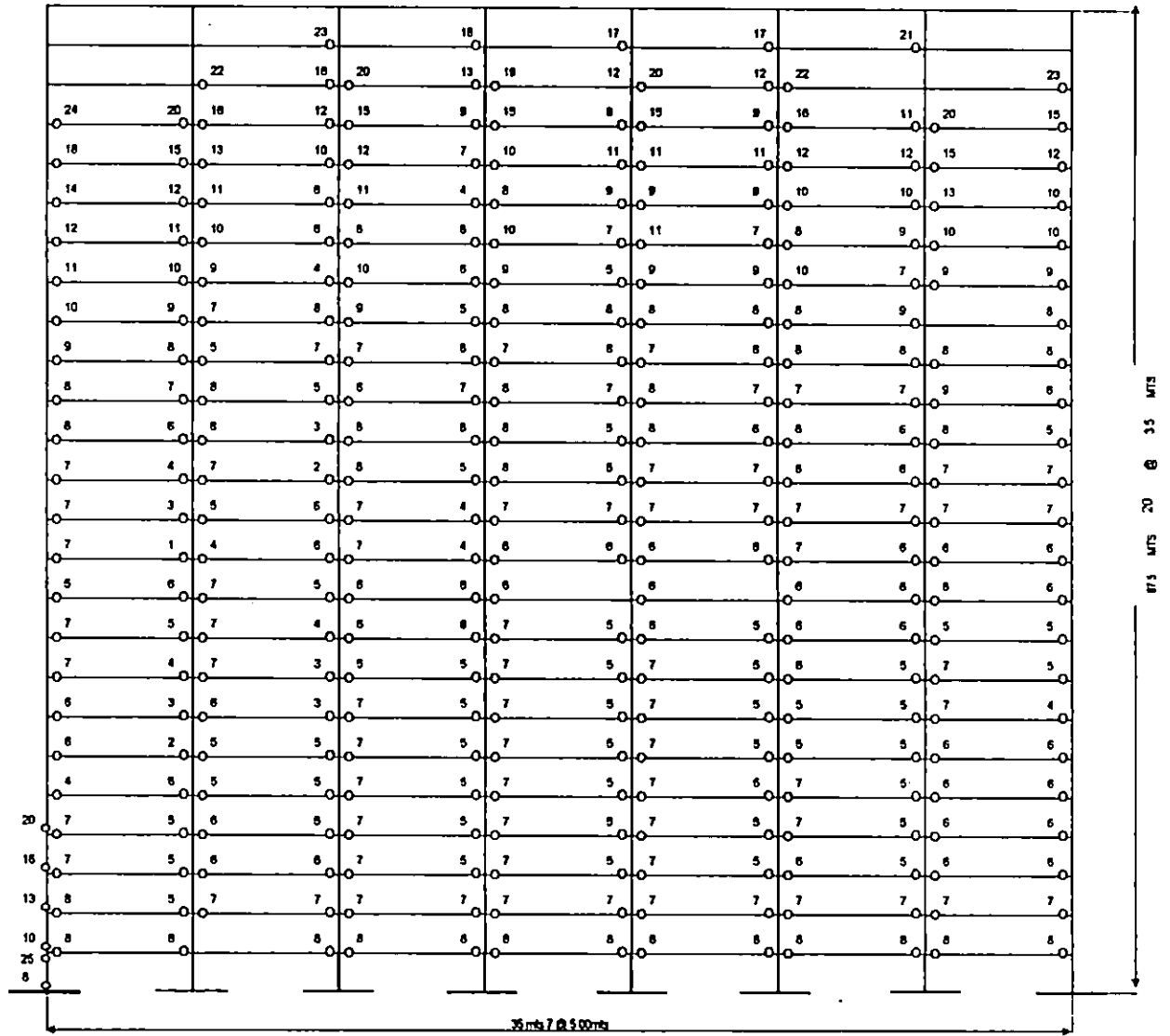


Fig. 7.20 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 20 NIVELES, EJE Y
 FACTOR DE RESISTENCIA = 2.10
 DUCTILIDAD GLOBAL = 10.18

Fig. 7.21 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 25 NIVELES, EJE 1X.

FACTOR DE RESISTENCIA 1.78

DUCTILIDAD GLOBAL 7.85



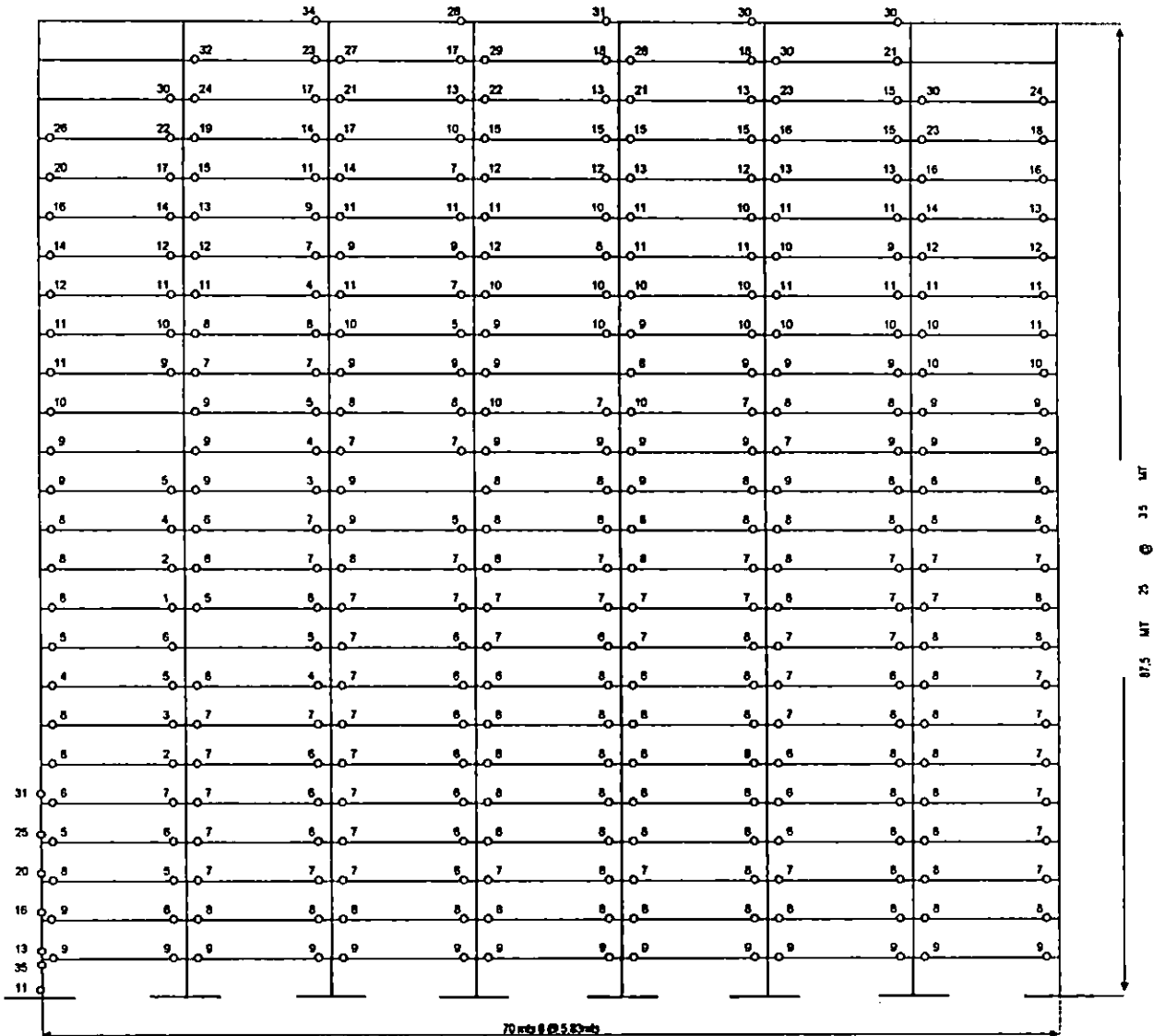
En donde: $\#$ = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas

○ = Rótula plástica

Fig. 7.22 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 25 NIVELES, EJE IV.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.89

DUCTILIDAD GLOBAL : 100



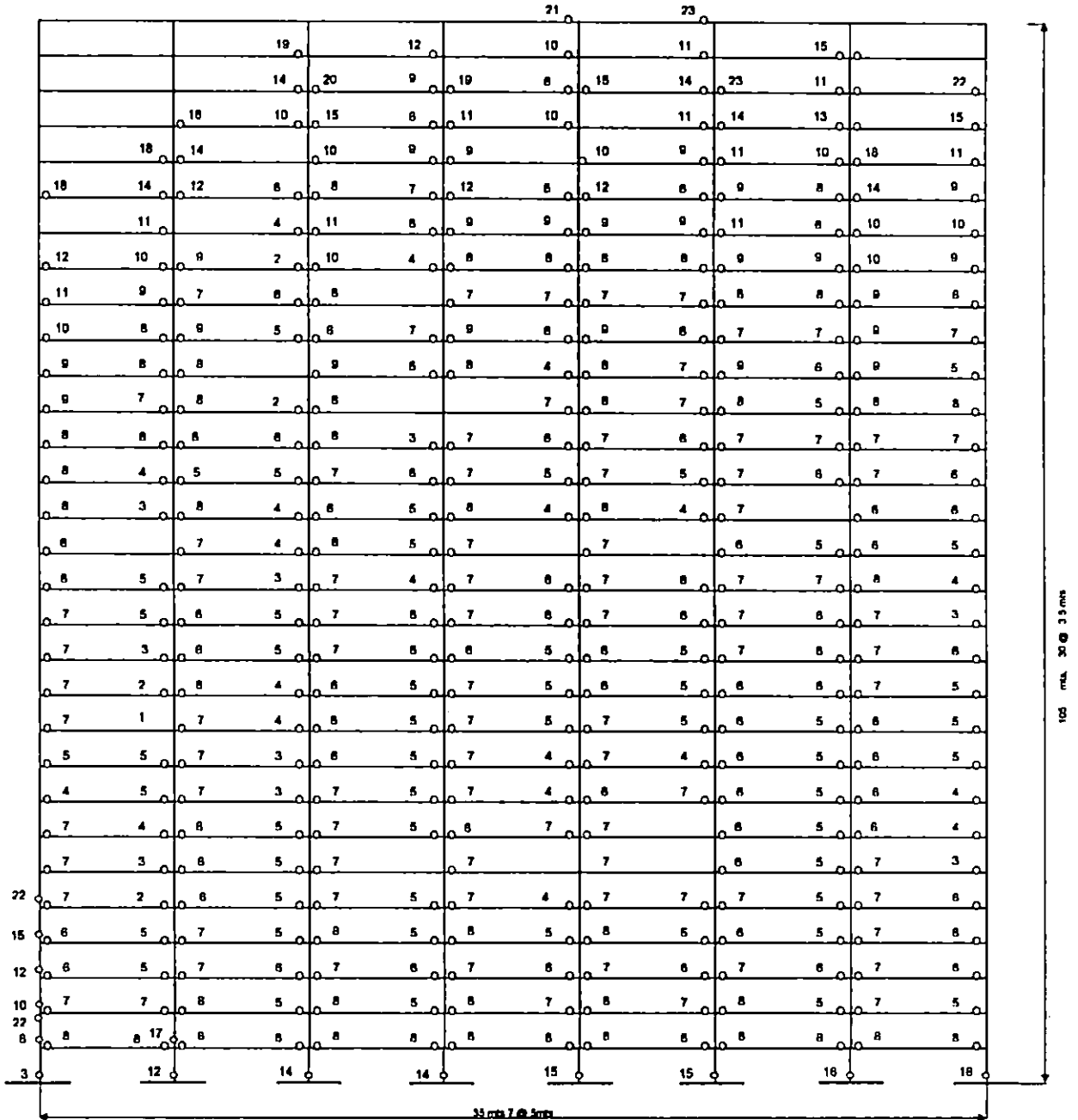
En donde $\#$ = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

Fig. 7. 23 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 30 NIVELES. EJE 1X.

FACTOR DE RESISTENCIA : 1.87

DUCTILIDAD GLOBAL : 9.17



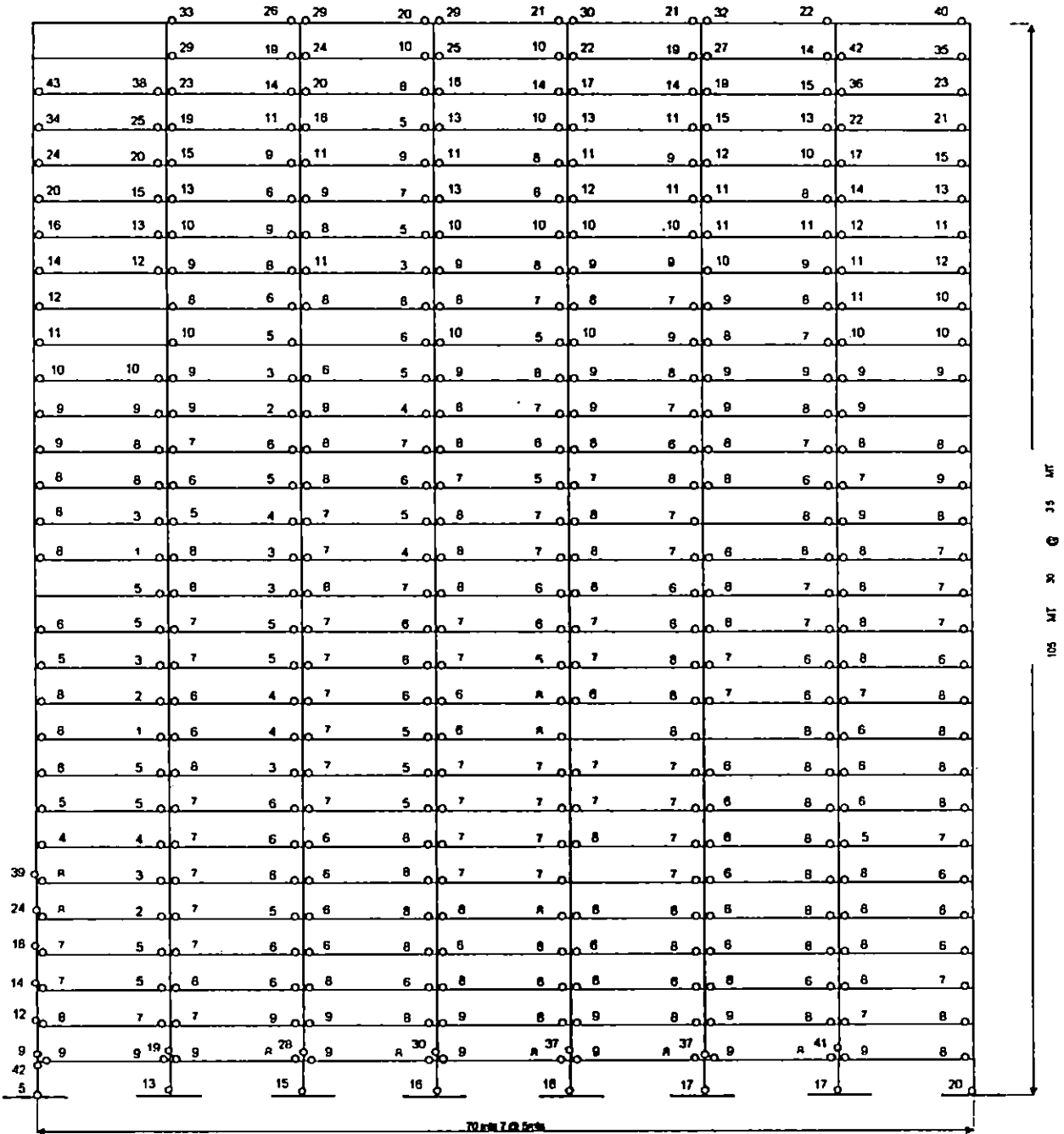
En donde: $\#$ = número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas.

○ = Rótula plástica

Fig. 7.24 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS PARA EL MARCO DEL EDIFICIO C DE 30 NIVELES, EJE 47.

FACTOR DE RESISTENCIA 1.72

DUCTILIDAD GLOBAL : 0.67



En donde g = Número que muestra la secuencia de aparición de rótulas plásticas

○ = Rótula plástica

Graf. 7-2. Factores de resistencia para el edificio A, para el límite funcional.

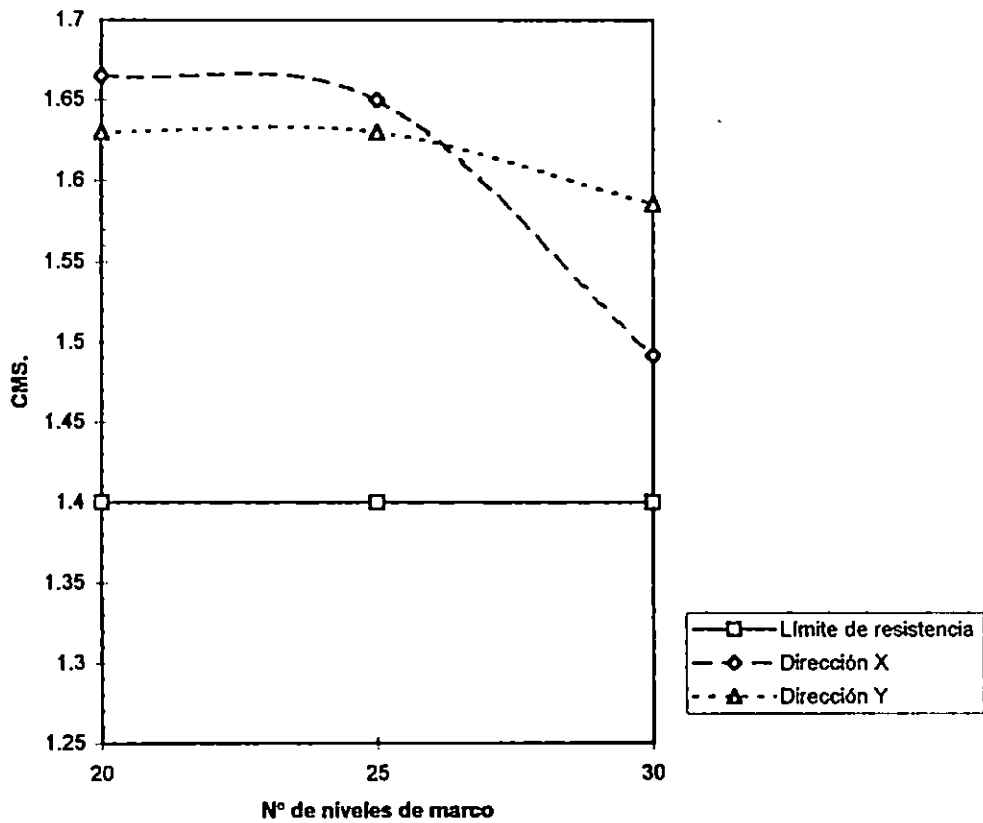


Tabla 7.9 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo A:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	222	223
25 niveles	289	292
30 niveles	368	370

Graf. 7-3 Factores de resistencia para el edificio A, en el instante del colapso.

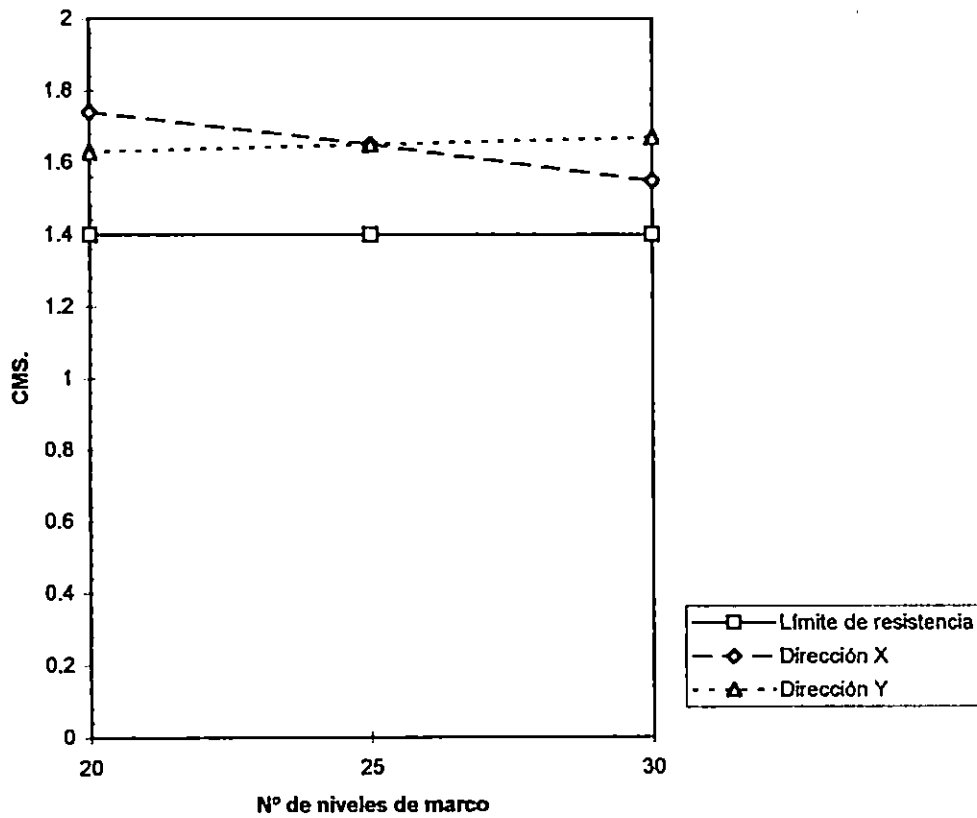


Tabla 7.10 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo A:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	222	223
25 niveles	289	292
30 niveles	375	375

Graf 7-4. Factores de ductilidad global obtenidos en el límite funcional para el edificio A.

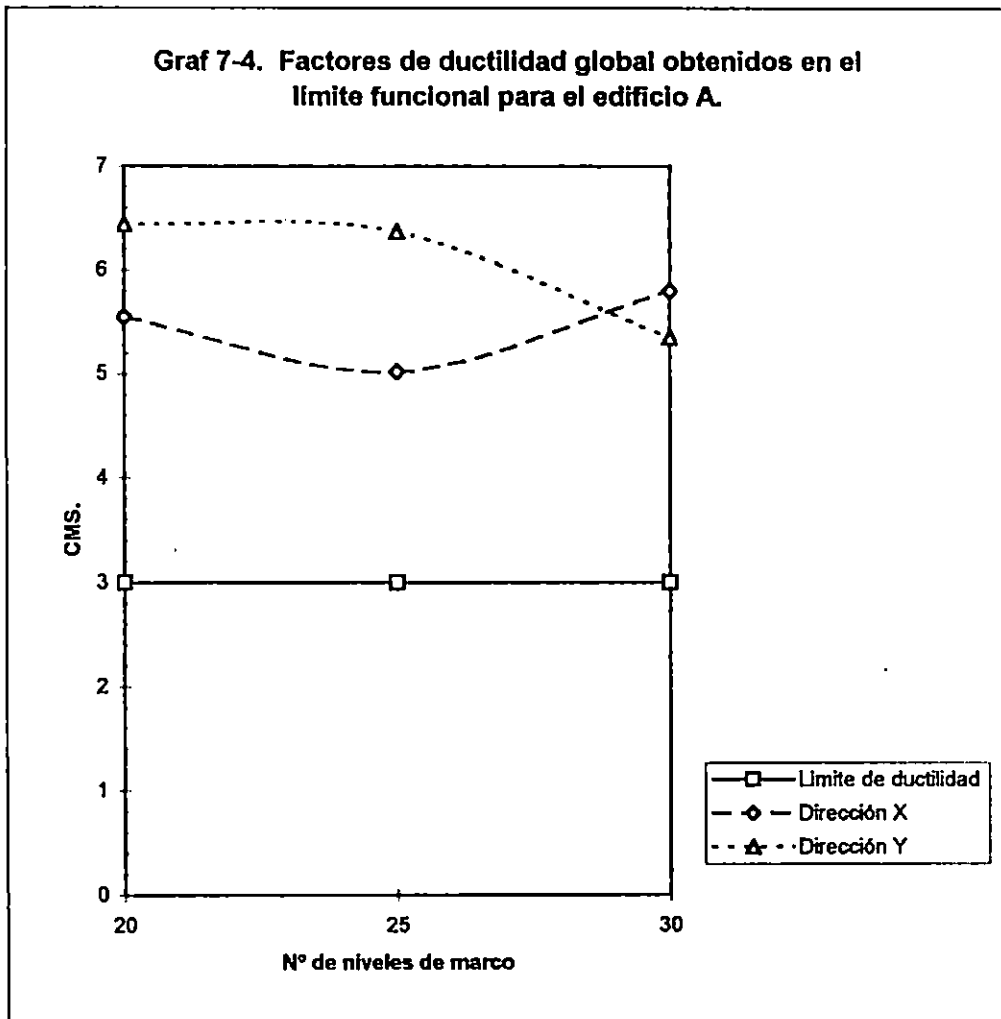


Tabla 7.11 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo A:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	69.28	63.45
25 niveles	84.56	88.53
30 niveles	106.4	111.28

Graf. 7.5 Factores de ductilidad global obtenidos en el instante del colapso para el edificio A.

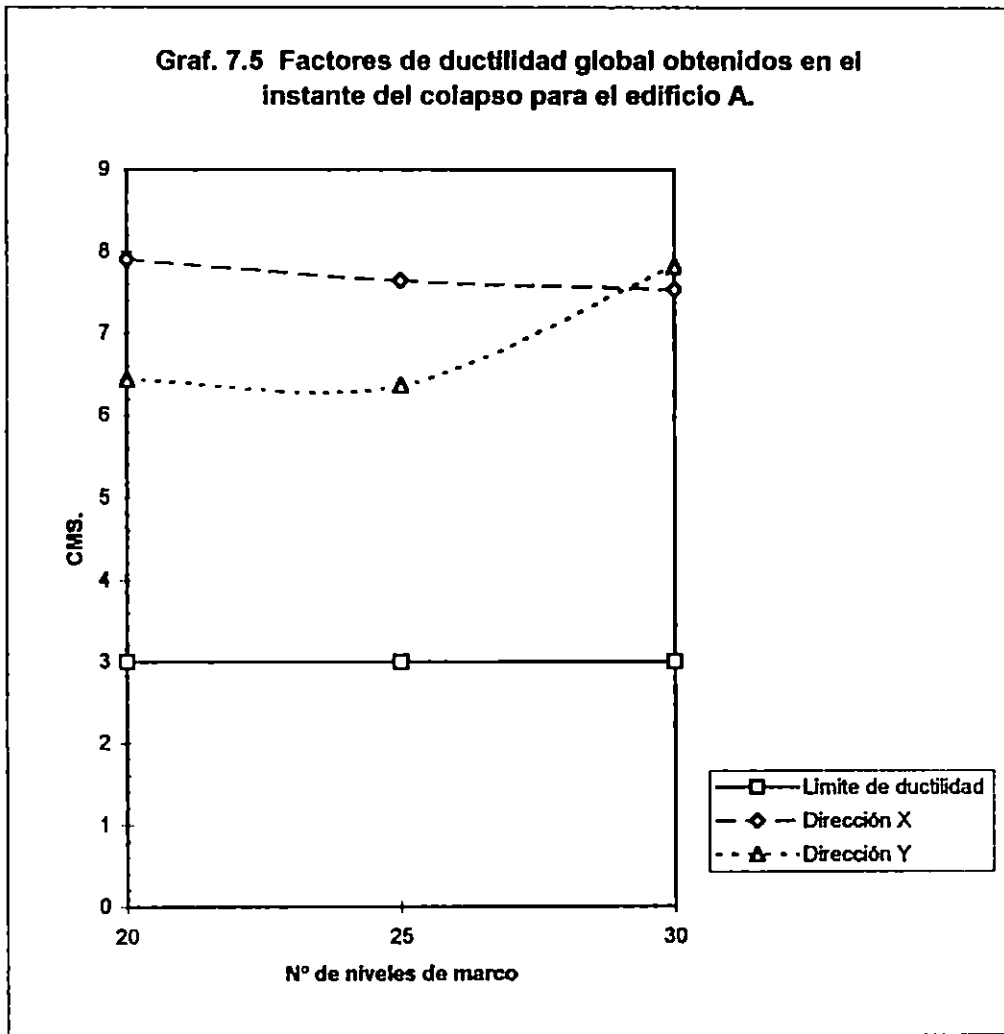


Tabla 7.12 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo A:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	98.72	63.45
25 niveles	128.72	88.53
30 niveles	138.32	162.4

Graf. 7-6. Factores de resistencia para el edificio B, para el límite funcional.

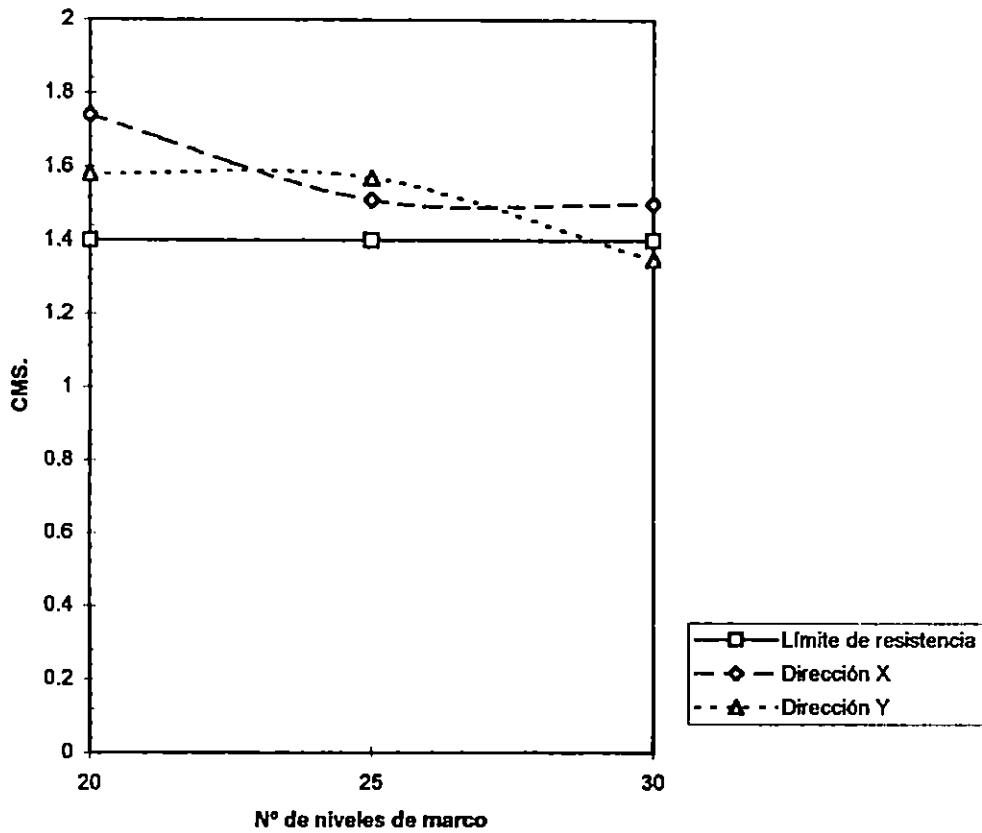


Tabla 7.13 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo B:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	452	255
25 niveles	525	310
30 niveles	671	349

Graf. 7-7. Factores de resistencia para el edificio B, en el instante del colapso.

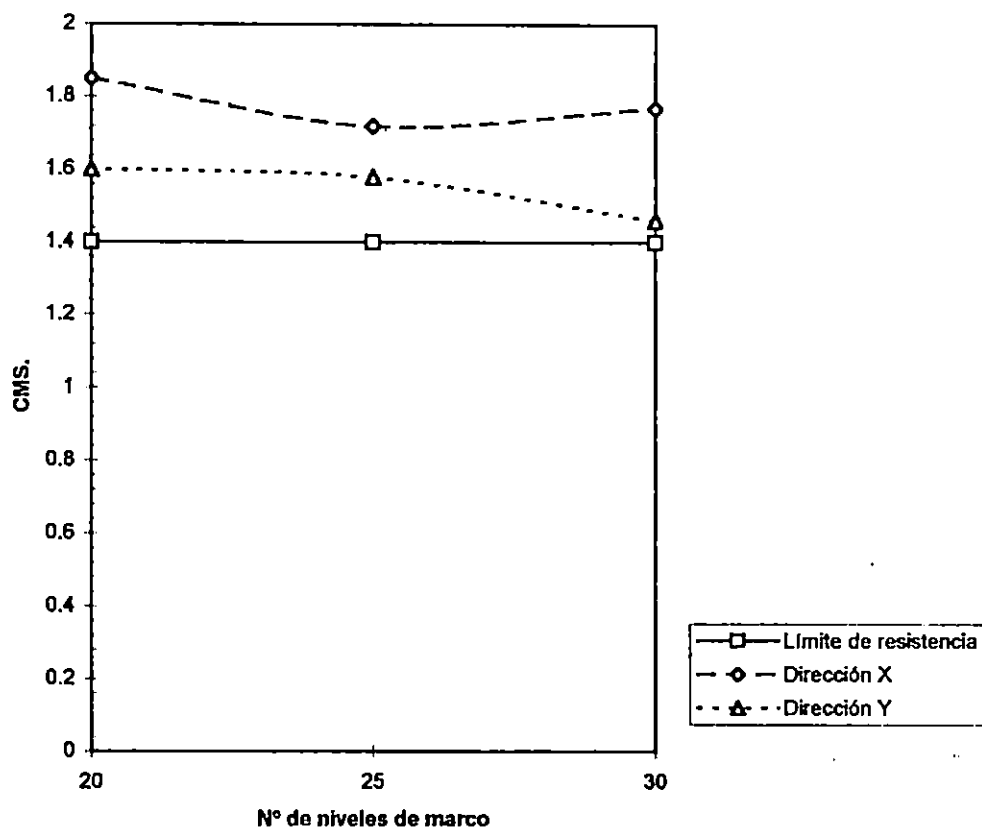


Tabla 7.14 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo B:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	454	256
25 niveles	577	312
30 niveles	677	364

Graf. 7-8 Factores de ductilidad global obtenidos en el límite funcional para el edificio B.

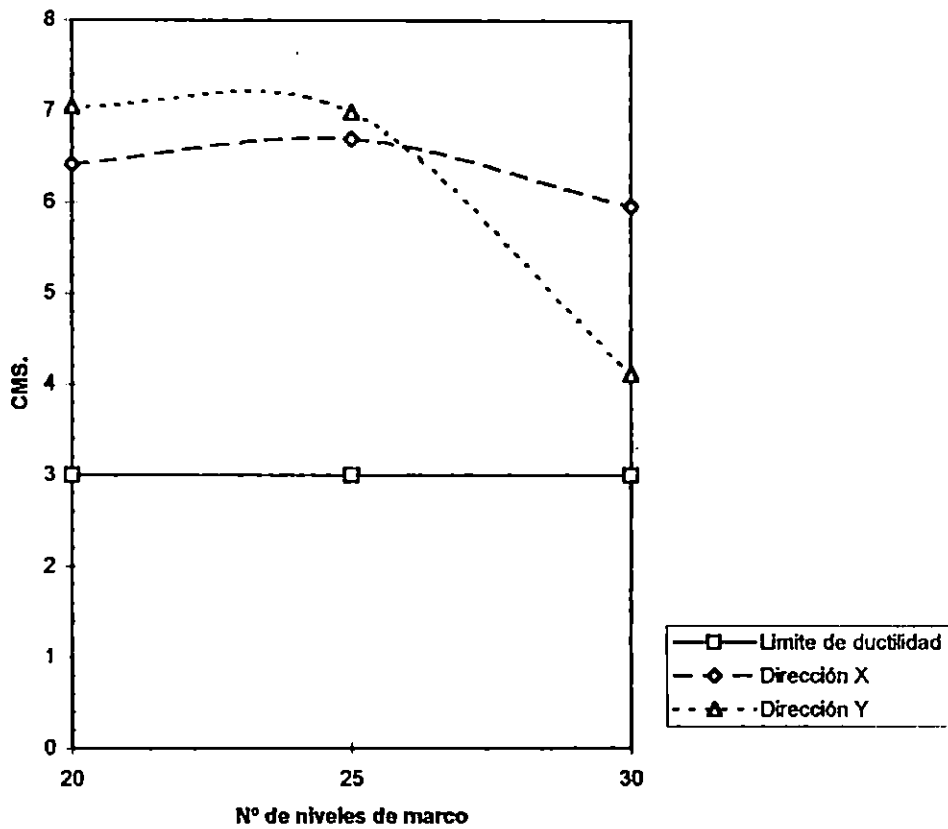


Tabla 7.12 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo B:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	72.78	75.33
25 niveles	83.52	93.45
30 niveles	105	106.31

Graf. 7.9 Factores de ductilidad global obtenidos en el instante del colapso para el edificio B.

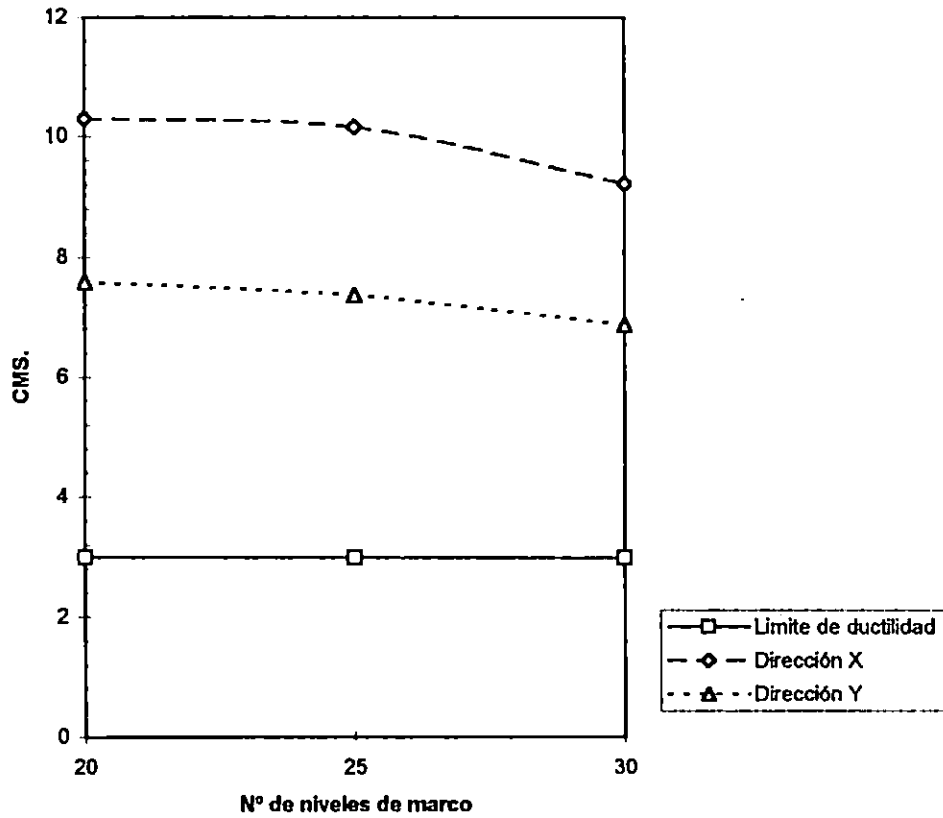


Tabla 7.16 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo B:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	116.79	81.06
25 niveles	126.72	98.58
30 niveles	162.9	177.3

Graf. 7-10 Factores de resistencia para el edificio C, para el límite funcional.

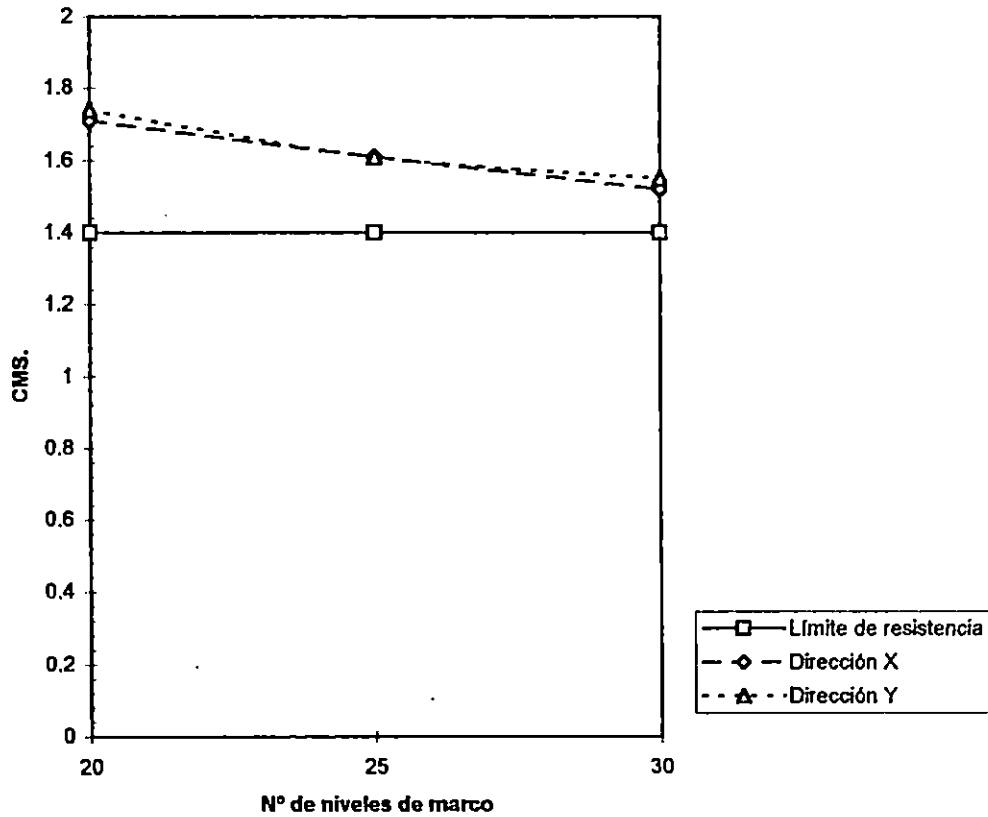


Tabla 7.17 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo C:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	278	272
25 niveles	313	311
30 niveles	408	407

Graf. 7-11 Factores de resistencia para el edificio C, en el instante del colapso.

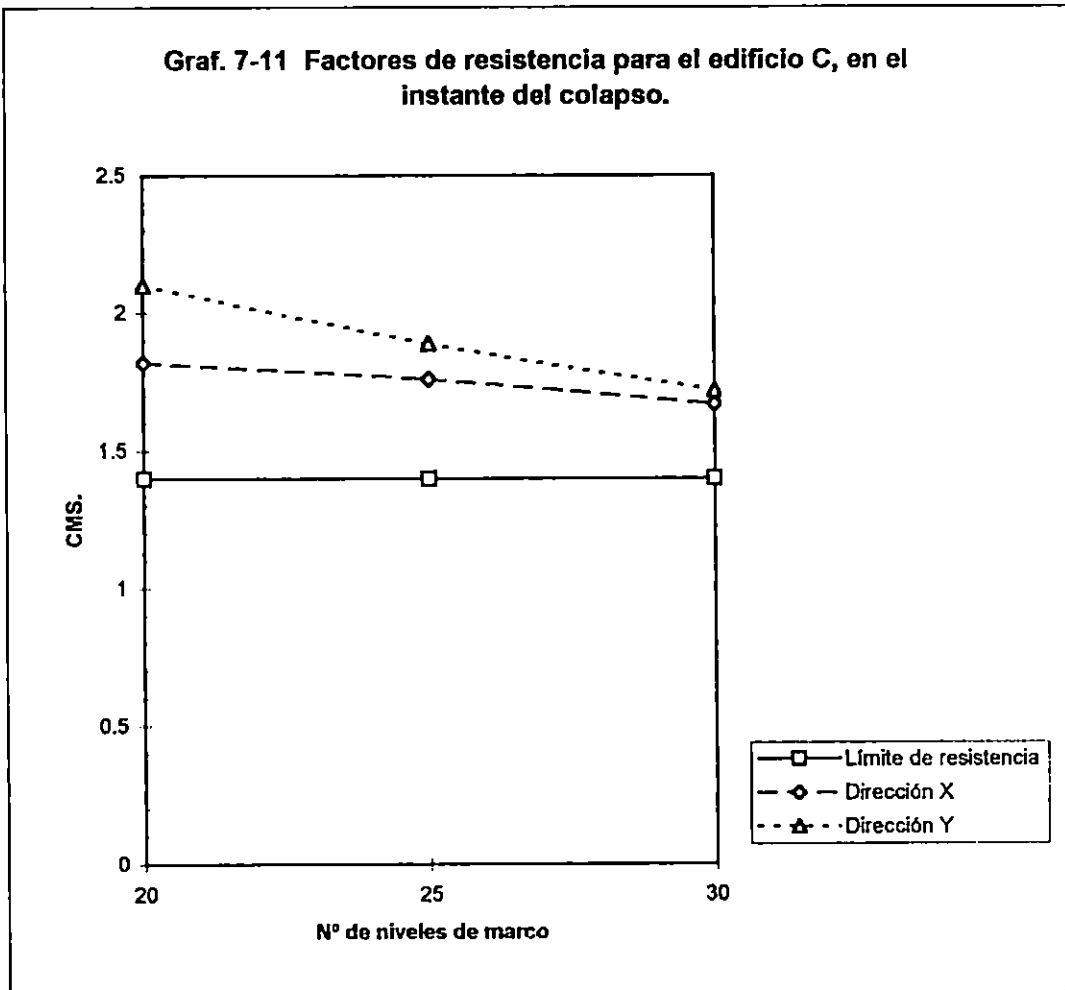


Tabla 7.18 Número de articulaciones plásticas generadas en los edificios tipo C:

Nº niveles	Número de articulaciones	
	Dirección x	Dirección Y
20 niveles	278	272
25 niveles	316	343
30 niveles	437	436

Graf. 7-12 Factores de ductilidad global obtenidos en el límite funcional para el edificio C.

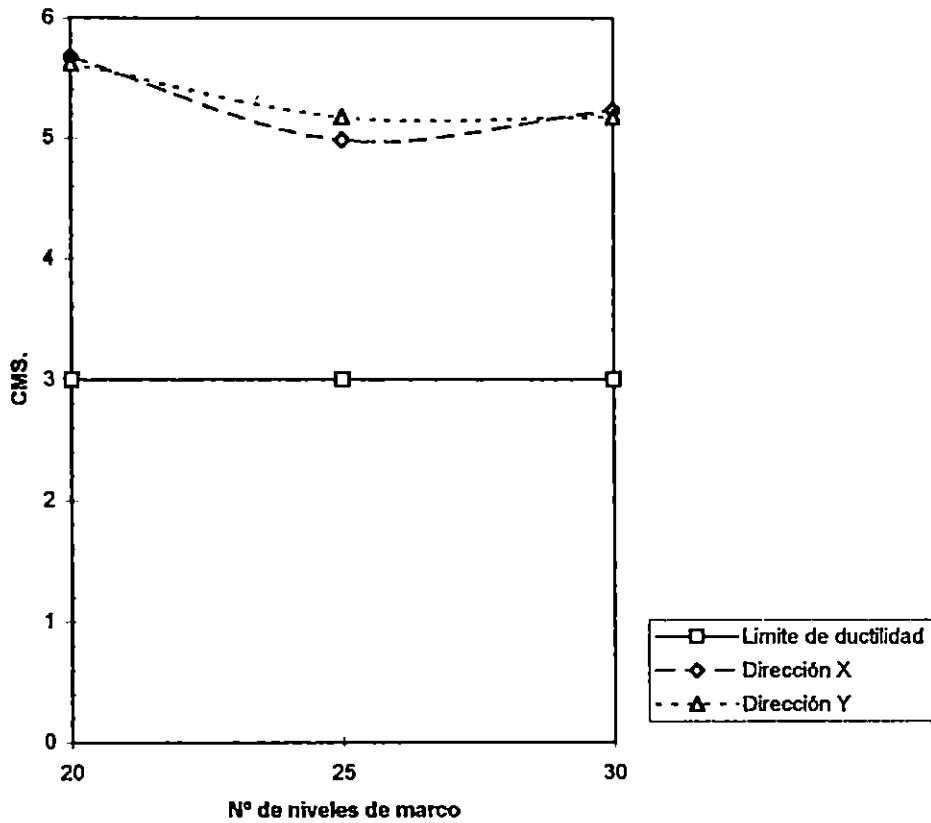


Tabla 7.19 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo C:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	68.14	67.41
25 niveles	83.08	82.45
30 niveles	103.78	102.48

Graf. 7.13 Factores de ductilidad global obtenidos en el instante del colapso para el edificio C.

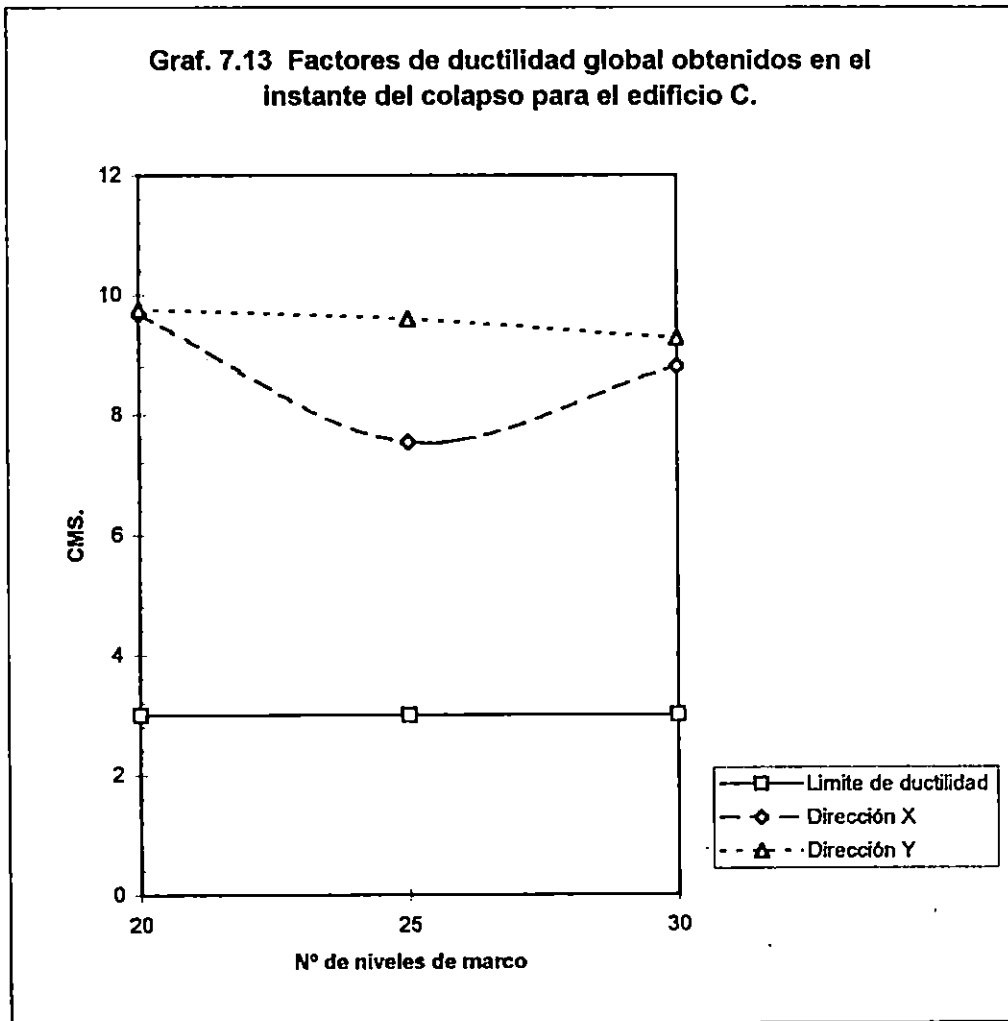
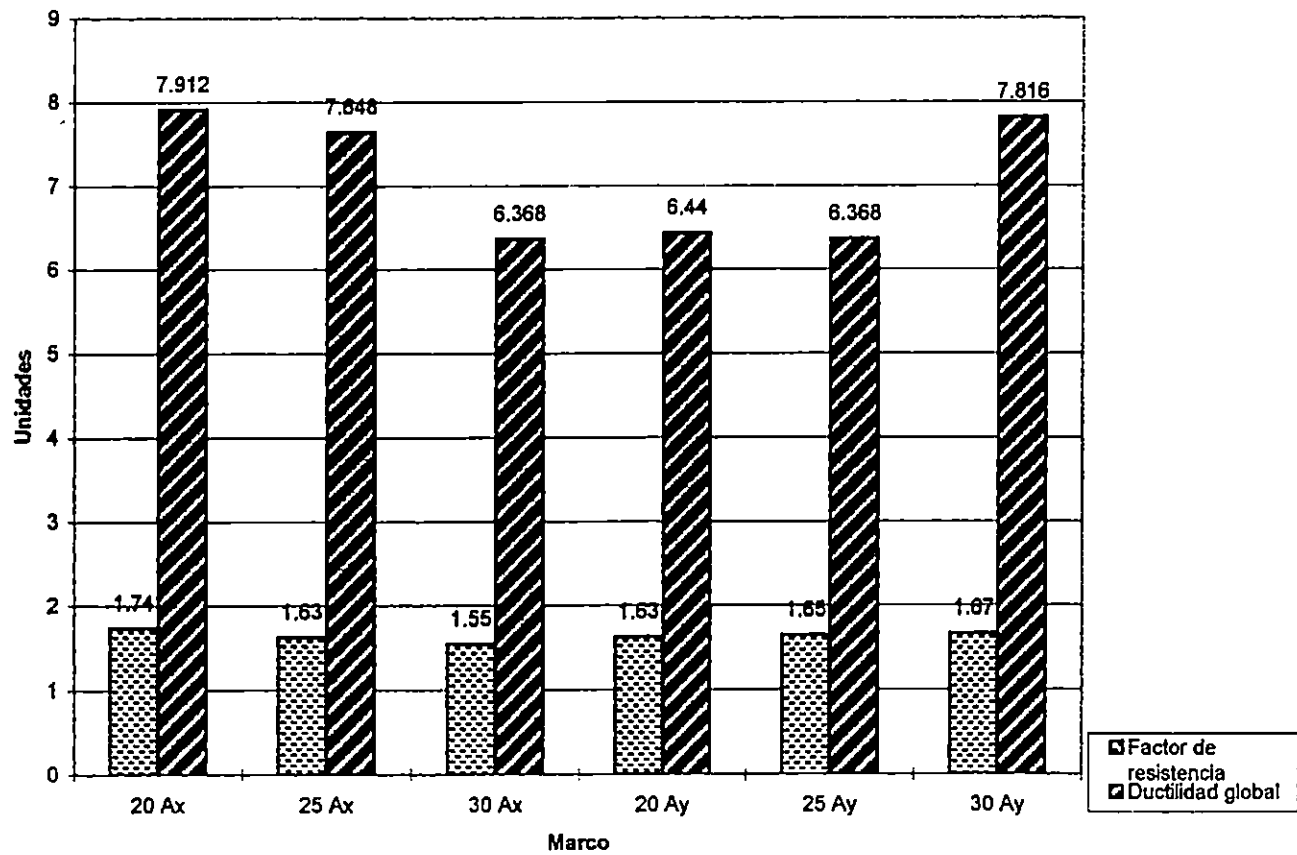


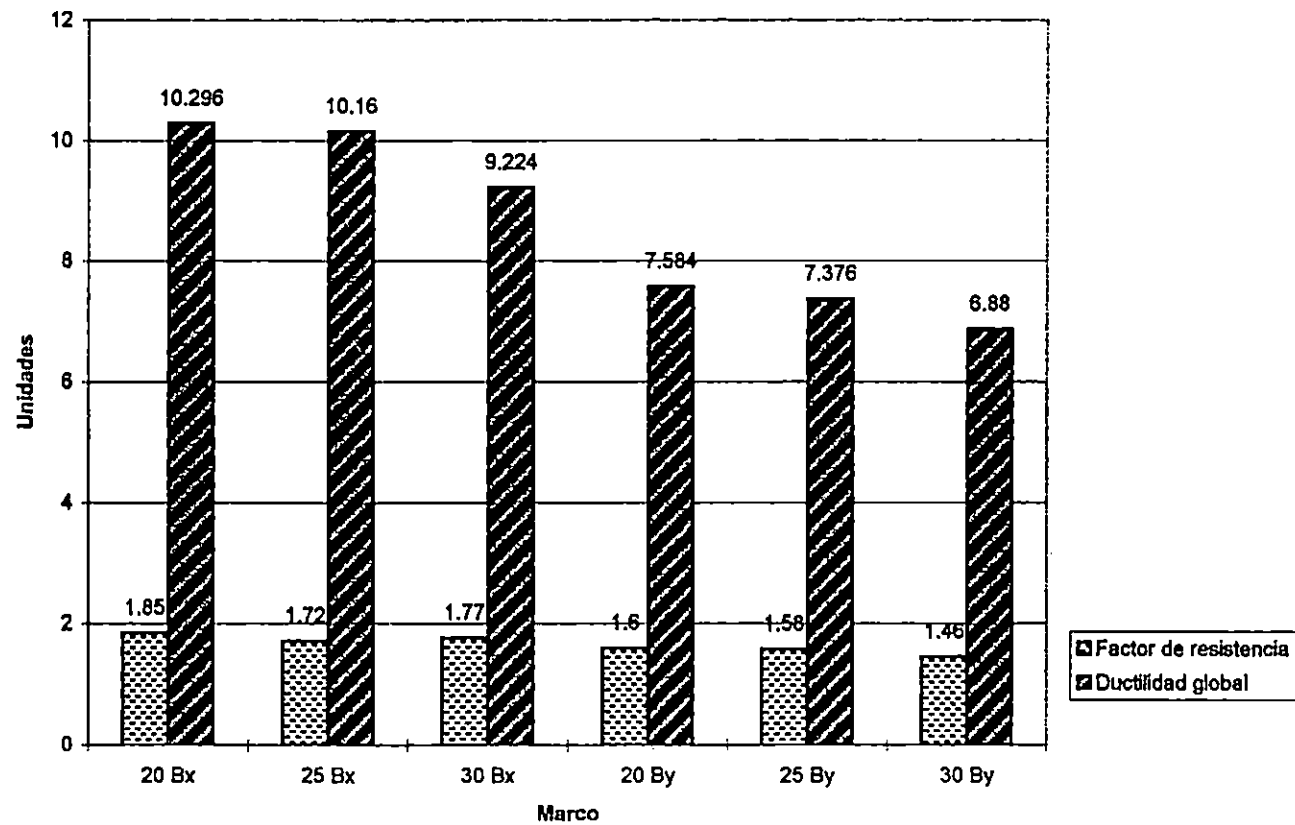
Tabla 7.20 Valores de desplazamiento global para edificios del tipo C:

Niveles de edificio	Desplazamiento (mts)	
	Dirección X	Dirección Y
20 niveles	116.2	117.15
25 niveles	125.62	152.92
30 niveles	174.5	183.9

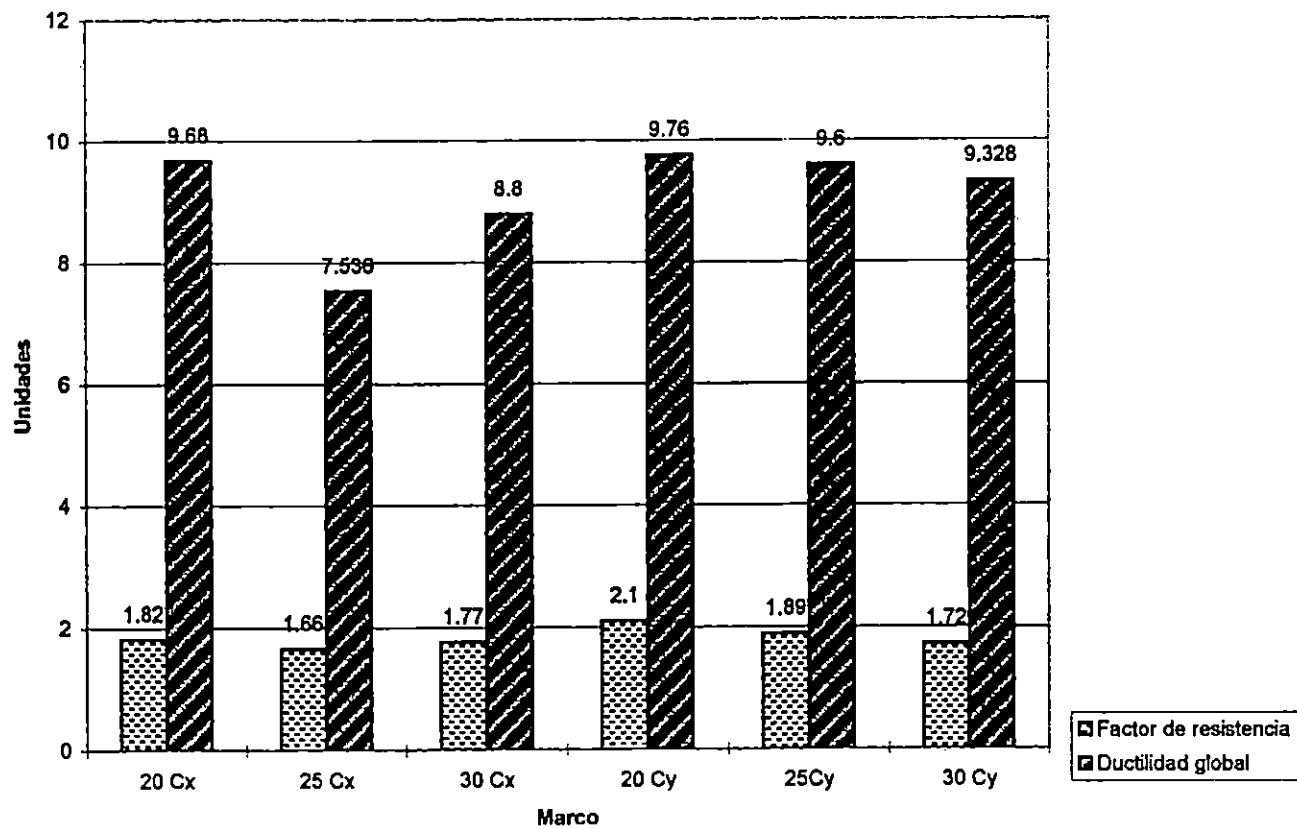
Graf.7.14 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad global para los marcos de los edificios tipo A



Graf.7.15 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad global para los marcos de los edificios de tipo B



Graf. 7.16 Comparación de los factores de resistencia y ductilidad global para los marcos de edificios del tipo C



7.4.2 ANALISIS NO LINEAL PASO A PASO

Los modelos utilizados para el análisis paso a paso son los mismos que para el Análisis de colpaso. La variante única la constituye la excitación a que es sometida la estructura, para el caso del análisis paso a paso se utilizaron los siguientes registros de acelerogramas.

a) IGN :correspondientes a la componente horizontal y vertical del sismo del 10 de Octubre de 1986, San Salvador⁴¹ . Para el sismo de San Salvador se realizaron análisis no lineal paso a paso con el acelerograma sin amplificar y con el acelerograma amplificado. El gráfico del registro de aceleraciones IGN es mostrado en la fig 7.25 . El análisis paso a paso con el sismo amplificado se efectuó para los factores que provocaron balances de ductilidad negativos en las vigas o columnas (entre -1 y 0) lo cual indica la excedencia de la capacidad de rotación de tales elementos estructurales.

b) Acelerograma corregido para el terremoto de San Fernando (9 Febrero de 1971) componente horizontal N-S, registrado en la estación PACOMA DAM. El gráfico del registro de San Fernando es mostrado en la fig. 7.26. La duración del registro es de 59.5seg..

Es necesario mencionar que el sismo de San Fernando alcanzó valores de aceleración de 1.2 g en algunos instantes y una magnitud de 6.4 grados⁴².

- **Parámetros Evaluados Para los Diferentes Registros:**

Los indicadores utilizados para establecer el comportamiento dinámico no lineal de los edificios son los siguientes:

Balance de ductilidad . El balance de ductilidad⁷. se obtiene de la diferencia de la ductilidad ofrecida por la sección de un miembro estructural x y la sollicitación de ductilidad para el

mismo miembro a causa del sismo aplicado. Si el balance de ductilidad es negativo se interpreta como excedencia en la capacidad de rotación para la sección del elemento analizado.

Balance de ductilidad = ductilidad ofrecida - ductilidad demandada (Ec 7.19)

Indice de ductilidad demandada: Se define como la sumatoria de los valores absolutos de ductilidad demandada dividida entre el número de elementos⁷ (Ver ec 7.20).

$$I_{dd} = \sum(\phi_n^2)^{1/2} / n \quad (\text{Ec. 7.20})$$

En donde:

ϕ_n = Ductilidad rotacional demandada para el elemento n.

n = Número de elementos de la estructura.

I_{dd} = Indice de ductilidad demandada.

Si cada elemento posee dos secciones de análisis (ubicadas en los extremos) y cada sección tendrá una demanda de ductilidad para rotación negativa y otra para rotación positiva, de la definición de indice de ductilidad demandada se puede establecer:

- a) Si $I_{dd} = 4$ la estructura tiene un comportamiento elástico.
- b) Si $I_{dd} \approx 4$ la estructura se comporta en el rango elástoplástico y existe poca rotación plástica en los miembros estructurales .
- c) A medida que las solicitudes de ductilidad aumentan los valores de I_{dd} se alejan de 4.

En base a los criterios antes mencionados el I_{dd} puede utilizarse para establecer el nivel de daños en la estructura a nivel global..

Índice de funcionabilidad . Los desplazamientos máximos relativos (negativos y positivos) fueron utilizados para determinar el índice de funcionabilidad de cada estructura , el cual es una medida de los daños⁴³ , El índice de funcionabilidad se calcula con la ec .7.21 :

$I = \text{desplazamiento máximo relativo de entrepiso} / \text{Deriva permisible}$ (Ec. 7.21)

En donde la deriva permisible es igual al valor establecido por la NTDS 94 (0.015Hx para los casos en estudio).

Sí el valor de I es mayor que 1.0 el edificio presenta problemas por excesiva flexibilidad. El índice de funcionabilidad es un indicador del potencial de ocurrencia de daños debido a la deflexión excesiva en losas o derivas muy altas.

Para el registro IGN sin amplificar y registro de San Fernando se obtuvieron los balances de ductilidad de los elementos estructurales y el índice de ductilidad demandada. En el caso del registro IGN amplificado se determinaron los máximos desplazamientos relativos de entrepiso y el máximo desplazamiento global (positivo y negativo).

Los resultados del análisis fueron depurados por medio del programa READPAS el cual proporciona el mayor desplazamiento relativo de entrepiso y el máximo desplazamiento global

alcanzado durante el segmento de análisis. Los balances de ductilidad y el índice de ductilidad demandada también es proporcionado por el READPAS.

Para el registro IGN sin amplificar y San Fernando se calculó únicamente el Idd.

Los parámetros de índice de demanda de ductilidad, Índice de funcionalidad y balances de ductilidad se obtienen para el IGN amplificado.

La tabla 7.21 muestra los Idd obtenidos para los marcos al ser sometidos a los registros de aceleración. Se observa en las gráficas de comparación de Idd (graf.7.17 a graf.7.22) que todos los marcos analizados presentan un comportamiento muy cercano al elástico para el sismo IGN sin amplificar ($Idd \approx 4$). La respuesta más desfavorable se obtiene en el marco de 20 niveles del edificio A, dirección X (20 Ax) (gráf. 7.17). Para el caso del IGN amplificado el marco 20 Ax también resulta más afectado presentando alto índice de demanda de ductilidad.

Efectuando una comparación por niveles y tomando en cuenta la dirección de los marcos, se puede decir que para edificios de 20 niveles el marco menos afectado por el sismo IGN amplificado es el de tipo C en la dirección X (graf.7.21), presentando balances negativos para un factor de amplificación de 13 y un Idd de 8.13. El marco que tuvo el comportamiento menos favorable fue el Ax, con factor de amplificación de 10 y Idd de 12.20.

En la dirección Y el edificio B (graf.7.20) tuvo el mejor comportamiento siendo necesario un factor de 23 para producir balances negativos de ductilidad a pesar que su Idd(8.27) es mayor que el del edificio C (7.39) el cual tiene balances de ductilidad negativos para un factor de amplificación del sismo de 10.5.

Para los edificios de 25 niveles, en la dirección x, el edificio tipo B necesita el menor factor de amplificación de sismo para generar balances de ductilidad negativo teniendo un Idd de 7.72. Sin embargo el mayor Idd se logra en el edificio C (8.127).

En la dirección Y el sismo amplificado afecta más al marco C el cual necesita un factor de 13 para alcanzar balances negativos de ductilidad en los elementos estructurales. El marco B es el que presenta mejor comportamiento ante el sismo amplificado pues el factor de amplificación de sismo es muy superior al que se obtiene para los otros edificios aunque su Idd es mayor al del marco C.

Para edificios de 30 niveles en la dirección X, el comportamiento menos favorable fue el del edificio B el cual necesita de un factor de 13 para la amplificación del sismo. El marco del edificio A necesita mayor amplificación del sismo para lograr balances de ductilidad negativos. En la dirección Y el edificio C necesita una amplificación menor del sismo IGN para sobrepasar sus reserva de ductilidad. El edificio B alcanza balances negativos para valores de amplificación del sismo de 30.

Nuevamente en las gráficas de comparación de las Idd (graf. 7.17 y 7.18) para edificios A, marcos en la dirección X y Y respectivamente, afectados por el registro IGN, IGN amplificado y San Fernando: se observa que el sismo de San Fernando afecta principalmente al edificio de 20 niveles en la dirección X (perimetral) produciendo valores de Idd mayores a los generados por IGN amplificado, para los marcos de 25 y 30 niveles las Idd son similares tanto para IGN como para el registro de San Fernando. En la dirección Y el sismo de San Fernando genera las mayores Idd en el edificio de 25 niveles, siendo mayor que la Idd del IGN amplificado. Los marcos de 20 y 30 niveles presentan Idd similares a las producidas por San Fernando. Tanto para la dirección X y Y las Idd del IGN amplificado y San Fernando son de aproximadamente el doble o más de la Idd elástica (línea paralela al eje de marcos) a la cual se acerca la curva de Idd para IGN.

Las gráficas 7.19 y 7.20 muestran las curvas Idd de los edificios tipo B de 20, 25 y 30 niveles para los marcos en la dirección X y Y respectivamente. Los valores mayores de Idd los genera el sismo de San Fernando, en el gráfico 7.19 para la dirección X la curva de Idd para San Fernando es paralela sobre la curva del IGN amplificado. La mayor Idd se alcanza en el edificio de 20 niveles (9.64) y disminuye con la altura de los edificios.

Para la dirección Y la curva Idd de San Fernando posee valores de casi el doble de las Idd generadas por IGN y IGN amplificado cuyas curvas se interceptan en los extremos (edificios de 20 y 30 niveles) con valores cercanos al de la curva Idd elástica.

Para los edificios tipo C las gráficas 7.21 y 7.22 muestran las curvas Idd para los marcos en la dirección X y Y respectivamente. En la dirección x (marco perimetral) la curva Idd de San Fernando es paralela sobre la curva de IGN amplificado y la diferencia entre las Idd de ambas curvas es menor a la unidad. Para el edificio de 20 niveles se alcanza la mayor Idd (8.7 para San Fernando y 8.14 para IGN amplificado).

El registro IGN produce el comportamiento cercano al elástico para todos los niveles.

En la dirección Y se obtuvieron resultados similares a los de la dirección X.

Las figuras 7.27 - 7.44 muestran los balances negativos de ductilidad para los diferentes marcos analizados. Las mayores solicitudes de ductilidad se presentan en los niveles 2 y 3 para todos los casos.

La tabla 7.22 muestra los valores de las máximos desplazamientos relativos alcanzados por cada marco analizado con el registro IGN sin amplificar. Los mayores desplazamientos relativos corresponden a los edificios de 20 niveles y disminuyen inversamente con la altura. El índice de funcionalidad se obtuvo de los desplazamientos relativos máximos (en este caso positivos).

De la tabla se puede observar que los índices de funcionalidad son mucho menores que 1.0 en todos los casos, por tanto el sismo IGN no produce daños con respecto a acabados, ni desplazamientos relativos de entrepiso significativos.

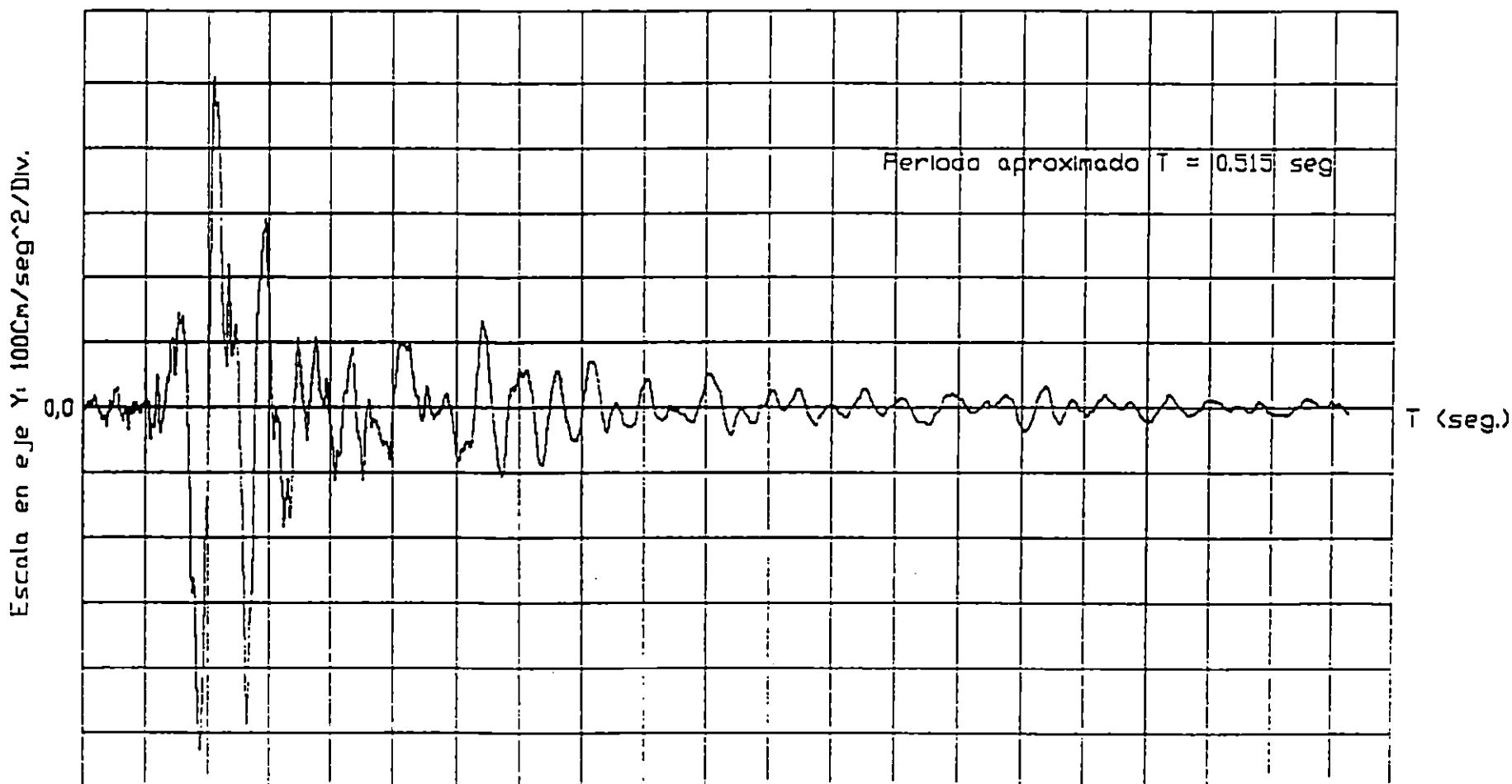
En los gráficos 7.23 al 7.28, los valores de desplazamientos globales resultantes para el sismo IGN son comparados contra los valores de desplazamiento global provenientes del análisis estático realizado para el diseño de los edificios. En ningún caso se sobrepasan los desplazamientos globales de diseño.

En las gráficas 7.29 al 7.34, los desplazamientos relativos producidos por IGN son comparados

con los desplazamientos relativos inelásticos de entrepiso obtenidos del análisis estático efectuado para el diseño de los edificios. En ningún caso son sobrepasados los desplazamientos de diseño.

Figura 7.25

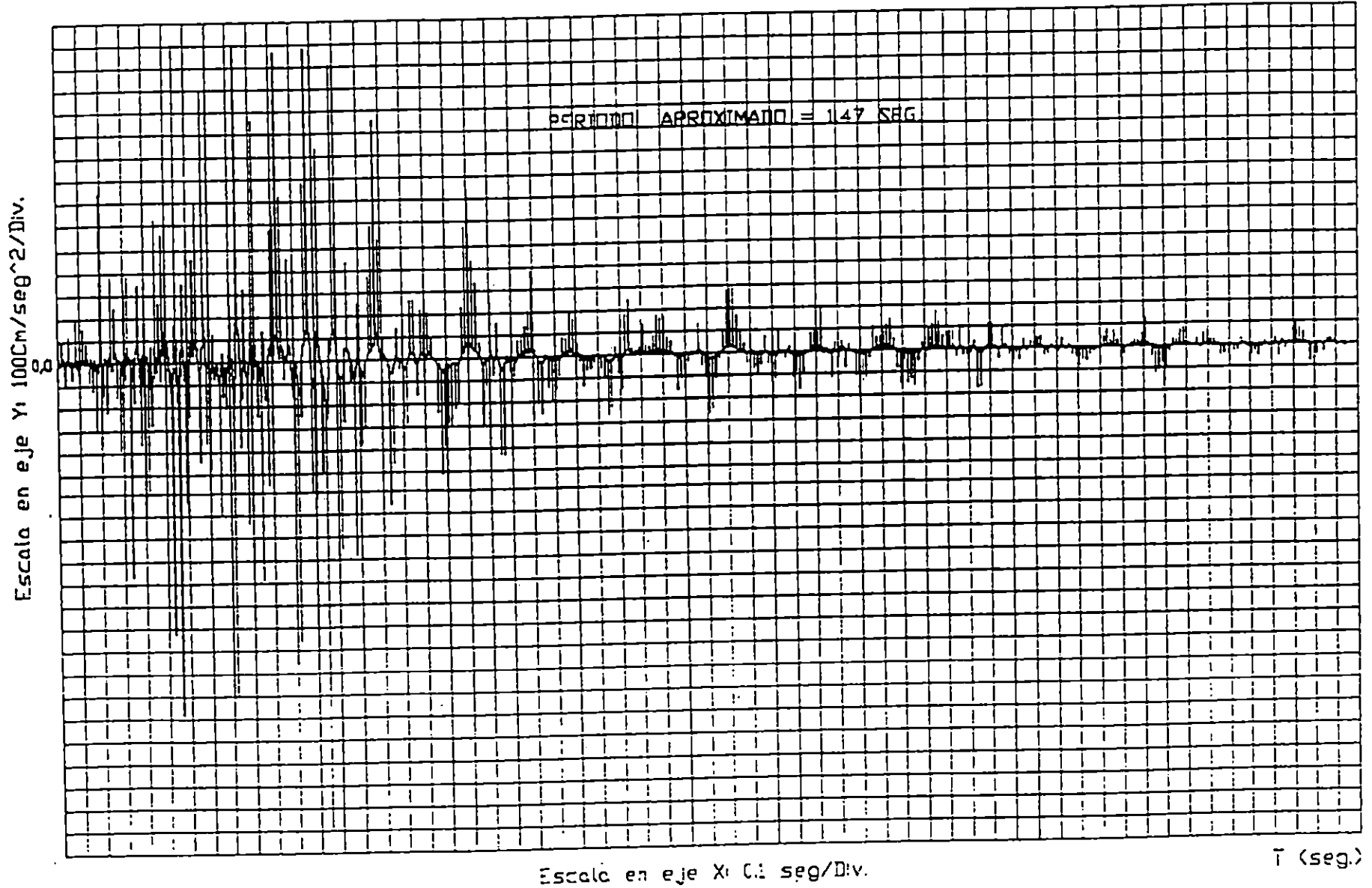
Registro de acelerograma IGNE
San Salvador 10 Octubre 1986



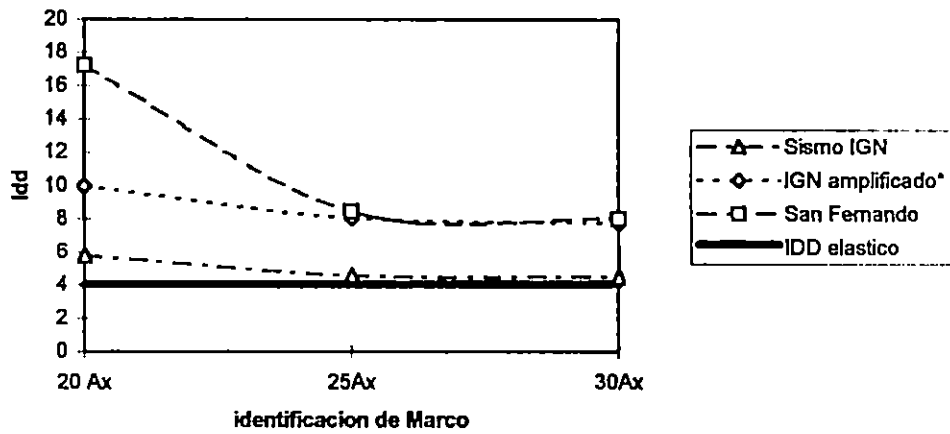
Escala en eje X: 0.1 seg/Div.

Figura 7.26

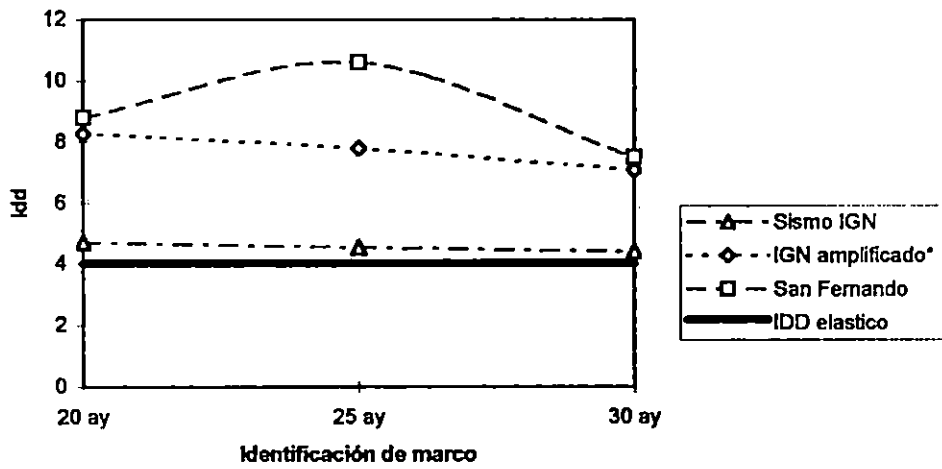
Registro de aceleraciones
San Fernando, 9 de Febrero de 1971



Graf. 7.17 Comparación de IDD para marcos A dirección x, para diferentes sismos.

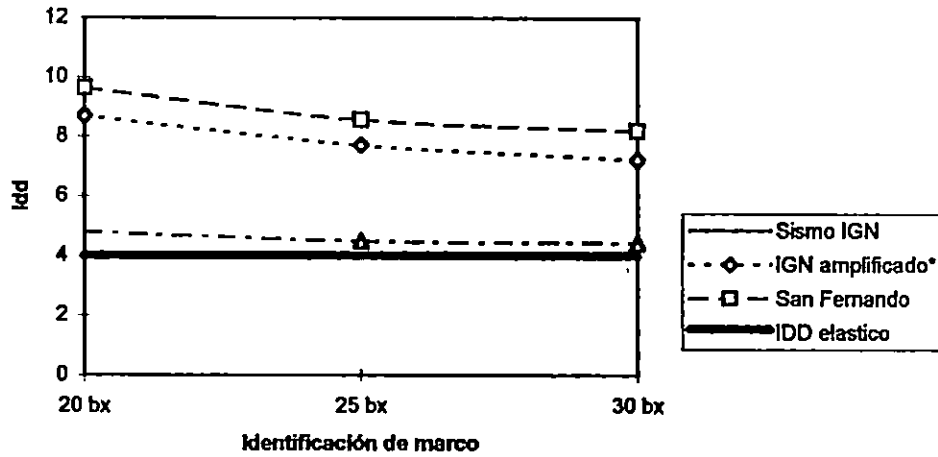


Graf. 7.18 Comparación de IDD para marcos A dirección Y, para diferentes sismos

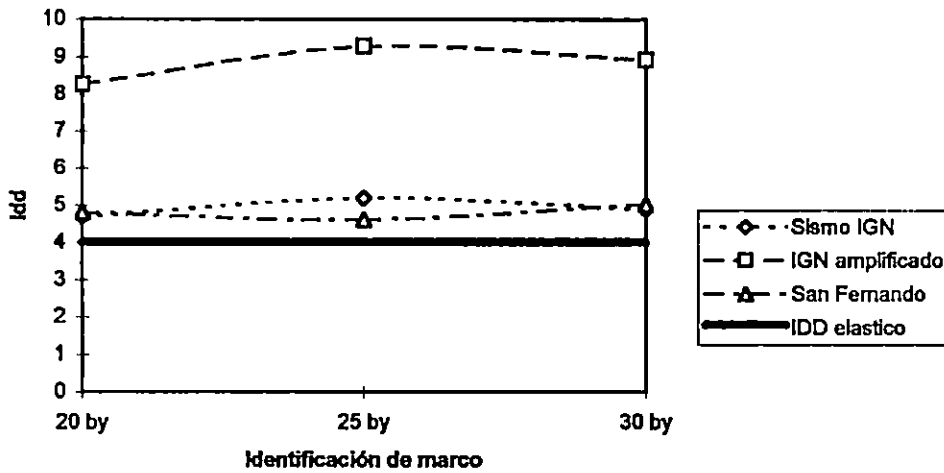


* Los factores de amplificación del registro de aceleraciones IGN se muestran en la tabla 7.39

Graf. 7.19 Comparación de IDD para marcos B dirección x, para diferentes sismos

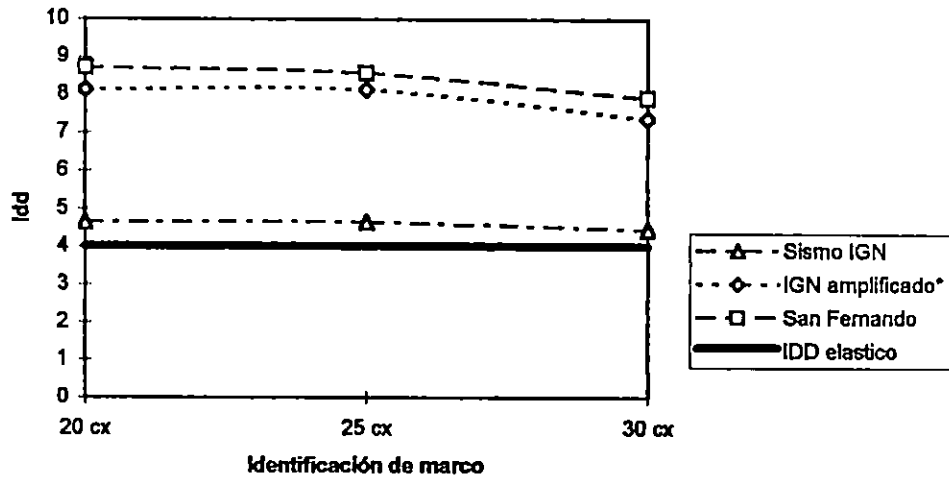


Graf. 7.20 Comparación de IDD para marcos de edificio B dirección Y, para diferentes sismos

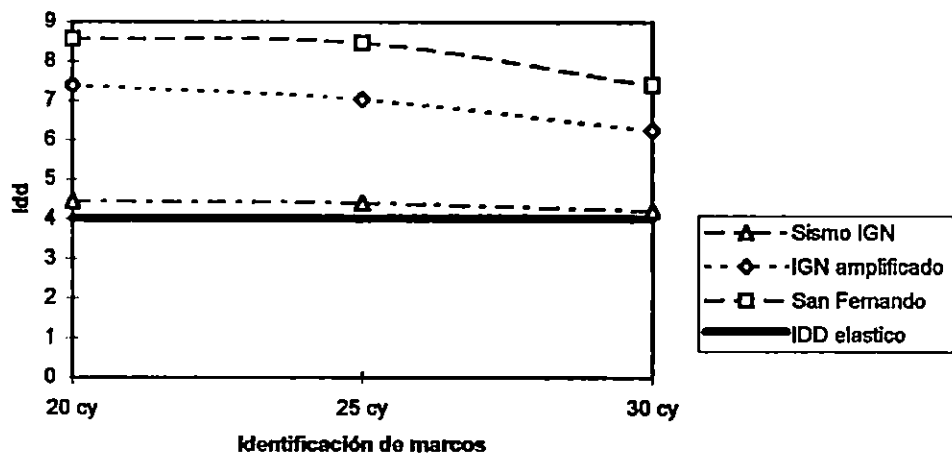


* Los factores de amplificación del registro de aceleraciones IGN se muestran en la tabla 7.39

Graf. 7.21 Comparación de IDD para marcos C en dirección X, para diferentes sismos.



Graf. 7.22 Comparación de IDD para marcos de edificios C en dirección Y



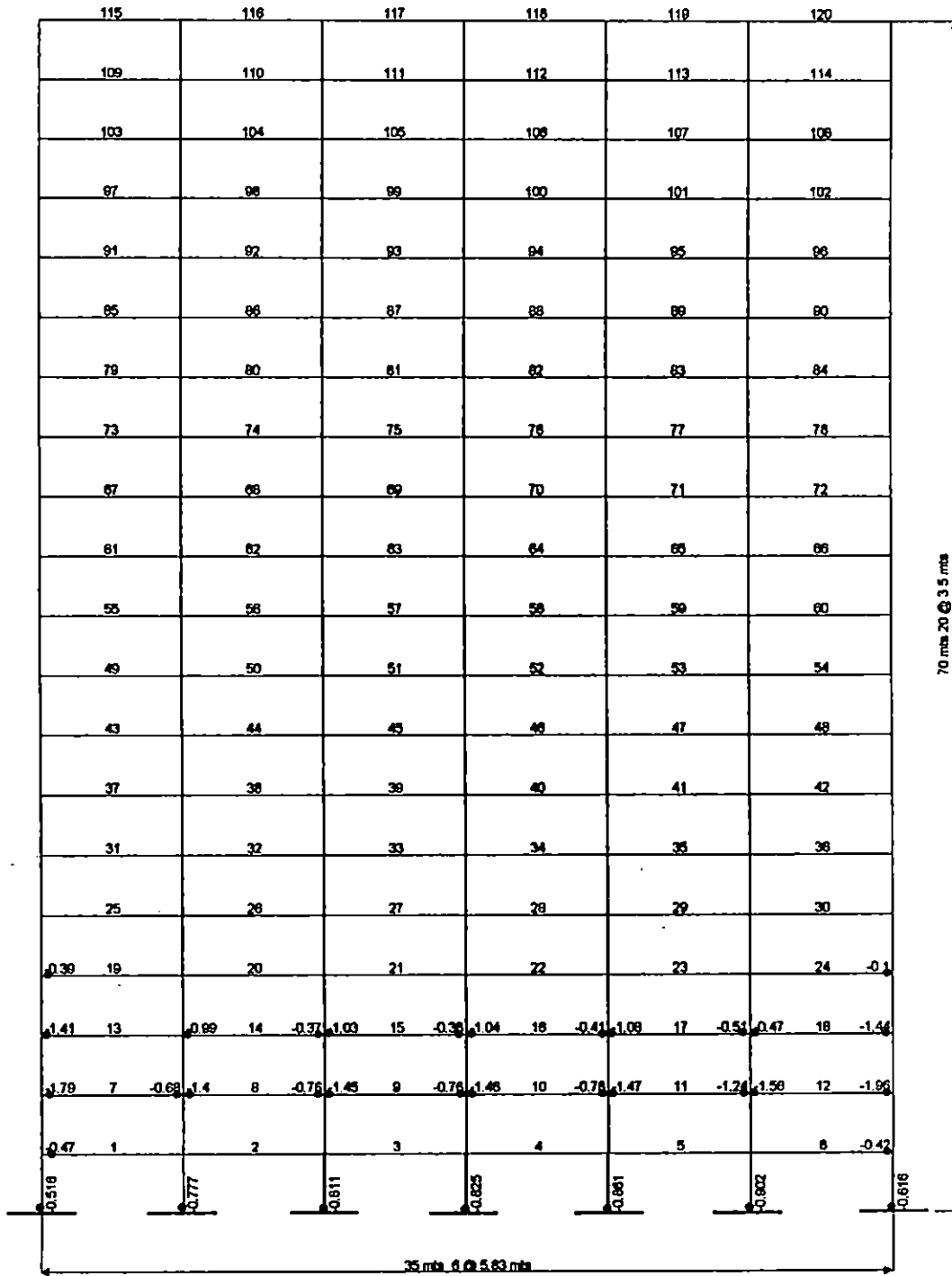
* Los factores de amplificación del registro de aceleraciones IGN se muestran en la tabla 7.39

Tabla 7.21

Marco	Idd (IGN)	Idd IGN amplificado	Idd (San Fernando)	Factor amplificador IGN
20 Ax	5.284	12.20	17.5	F:IGN = 10
20 Ay	4.4	8.27	8.80	F:IGN = 13
25 Ax	4.3	8.05	8.43	F:IGN =15
25 Ay	4.8	9.98	10.60	F:IGN =15
30 Ax	4.12	7.73	7.99	F:IGN =16
30 Ay	4.1	7.09	7.50	F:IGN =14
20 Bx	4.7	8.70	9.64	F:IGN =12.5
20 By	4.1	8.27	4.812	F:IGN =23
25 Bx	4.6	7.72	8.579	F:IGN =13
25 By	4.1	9.68	4.611	F:IGN =27
30 Bx	4.4	7.23	8.213	F:IGN =13
30 By	4.1	8.93	5.03	F:IGN =30
20 Cx	4.65	8.143	8.706	F:IGN =13
20Cy	4.62	7.395	8.569	F:IGN =10.5
25 Cx	4.68	8.127	8.82	F:IGN =14
25 Cy	4.60	7.04	8.47	F:IGN =13
30 Cx	4.13	7.38	7.92	F:IGN =15
30 Cy	4.1	6.25	7.40	F:IGN =13

MARCO DEL EDIFICIOS DE 20 NIVELES TIPO "A" DEL EJE 1X.

Figura 7.27 : BALANCE DE DUCTILIDAD

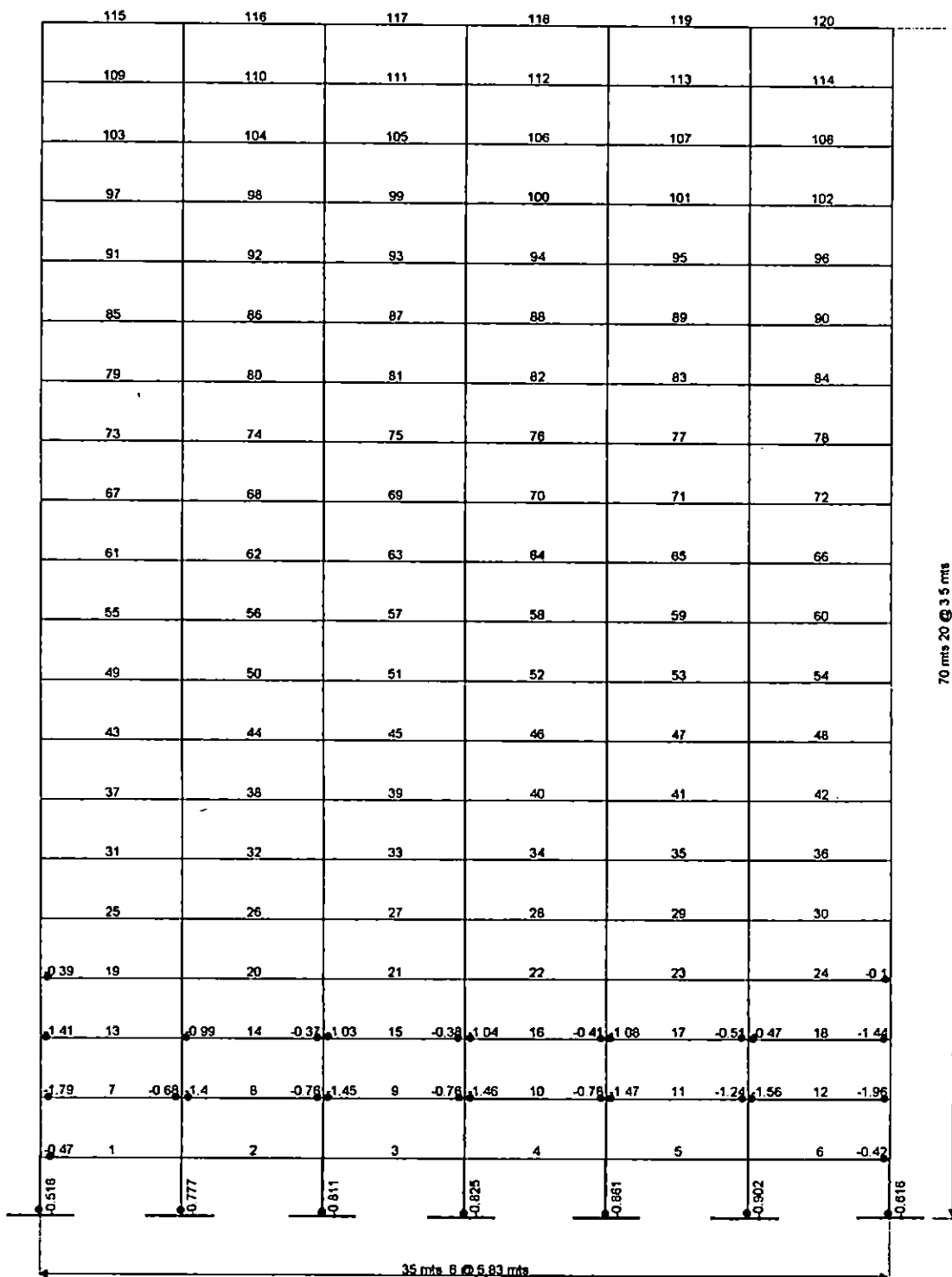


Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 20 NIVELES TIPO "A" DEL EJE 4Y.

Figura 7.28 : BALANCE DE DUCTILIDAD



Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIO DE 25 NIVELES TIPO "A" DEL EJE 1X.

Figura 7.29 : BALANCE DE DUCTILIDAD

	143	146	147	148	149	150
	139		141	142	143	144
	133	134	135	136	137	138
	127	128	129	130	131	132
	121	122	123	124	125	126
	115	116	117	118	119	120
	109	110	111	112	113	114
	103	104	105	106	107	108
	97	98	99	100	101	102
	91	92	93	94	95	96
	85	86	87	88	89	90
	79	80	81	82	83	84
	73	74	75	76	77	78
	67	68	69	70	71	72
	61	62	63	64	65	66
	55	56	57	58	59	60
	49	50	51	52	53	54
	43	44	45	46	47	48
	37	38	39	40	41	42
	31	32	33	34	35	36
	25	26	27 -0.41	28 -0.41	29 -0.41	30
	19	20 -0.54	21 -1.38	22 -1.38	23 -1.4	24 -0.95
	13 -0.91	14 -1.48	15 -1.48	16 -1.48	17 -1.52	18 -1.91
-1.45	7	8 -1.99	9 -1.98	10 -1.98	11 -1.98	12 -2.5
1	2	3	4	5	6	

5.00 3.00m

2.00 3.50m 87.5m

Simbología : # numeros de vigas

- # balance de ductilidad

Simbología: # número de Vigas
 : - # balance de ductidad

		Módulo A/B/C/D/E				
		0.289	0.287	0.284	0.279	0.272
1	8					
7	17	-3.41	-3.18	-3.12	-3.10	-3.43
13	18	-3.72	-4.28	-4.22	-4.28	-4.81
19	24	-2.56	-3.56	-4.18	-4.21	-4.28
25	30	-1.56	-2.78	-3.22	-3.22	-2.78
31	36	-0.56	-2.18	-2.22	-2.22	-1.8
37	42	0.56	-0.96	-1.28	-1.3	0.81
43	48	0.56	0.48	0.48	0.48	0.8
49	54	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
55	60	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
61	66	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
67	72	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
73	78	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
79	84	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
85	90	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
91	96	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
97	102	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
103	108	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
109	114	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
115	120	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
121	126	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
127	132	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
133	138	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
139	144	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
145	150	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
151	156	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
157	162	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
163	168	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
169	174	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8
175	180	0.56	0.5	0.5	0.5	0.8

100 mm x 300 x 35 mm

Figura 7.31. BALANCE DE DUCTIDAD.
 MARCO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES TIPO "A" DEL EJE IX

MARCO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES TIPO "A" DEL EJE 1X

Figura 7.32 BALANCE DE DUCTILIDAD

	175	176	177	178	179	180																									
	166	176	177	172	173	174																									
	163	184	185	186	187	188																									
	157	158	159	160	161	162																									
	151	152	153	154	155	156																									
	145	146	147	148	149	150																									
	139	140	141	142	143	144																									
	133	134	135	136	137	138																									
	127	128	129	130	131	132																									
	121	122	123	124	125	126																									
	115	116	117	118	119	120																									
	109	110	111	112	113	114																									
	103	104	105	106	107	108																									
	97	98	99	100	101	102																									
	91	92	93	94	95	96																									
	85	86	87	88	89	90																									
	79	80	81	82	83	84																									
	73	74	75	76	77	78																									
	67	68	69	70	71	72																									
	61	62	63	64	65	66																									
	55	56	57	58	59	60																									
	49	50	51	52	53	54																									
	43	44	45	46	47	48																									
	-1.07	37	-0.26	38	39	40	-0.42	41	42	-0.51																					
	-1.09	31	-1.46	32	-0.72	33	-0.35	34	-0.81	35	-0.36	36	-0.85	37	-0.87	38	-1.56														
	-2.83	25	-0.59	26	-2.04	27	-1.06	28	-1.46	29	-1.82	30	-1.47	31	-1.95	32	-2.71	33	-1.67	34	-0.08	35	-2.2								
	-4.2	19	-1.82	20	-0.89	21	-1.02	22	-1.91	23	-1.01	24	-1.98	25	-3.08	26	-3.69	27	-3.1	28	-1.73	29	-3.68								
	-4.62	13	-2.88	14	-1.77	15	-3.26	16	-1.81	17	-3.85	18	-1.82	19	-3.87	20	-4.33	21	-4.11	22	-3.68	23	-4.3								
	-6.3	7	-3.08	8	-4.49	9	-2.76	10	-4.61	11	-3.51	12	-4.67	13	-3.51	14	-3.95	15	-3.58	16	-3.62	17	-3.42								
	-0.19	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	0.512	0.876	0.622	0.841	0.876	1.021	0.803																								

100 mm x 50 x 3.5 mm

Simbología : # numero de vigas
 : -# balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES TIPO "B" DEL EJE LONGITUDINAL.

Figura 7.33 : BALANCE DE DUCTILIDAD

	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220
198	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	209
189	189	189	191	192	193	194	195	196	197	198	198
177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	187
168	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	176
155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	165
144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	154
133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	143
122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	132
111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	121
100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	110
89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	99
78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	88
67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	77
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	66
45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	55
34	35	36	37 -0.23	38 -0.23	39 -0.23	40 -0.23	41 -0.23	42 -0.23	43 -0.23	44 -0.42	44 -0.42
23	24 -0.35	25 -0.35	26 -0.35	27 -0.35	28 -0.35	29 -0.35	30 -0.35	31 -0.35	32 -0.35	33 -0.3	33 -0.3
12	13 -0.62	14 -0.62	15 -0.62	16 -0.62	17 -0.62	18 -0.62	19 -0.62	20 -0.62	21 -0.64	22 -1.19	22 -1.19
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1420.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0	1411.0

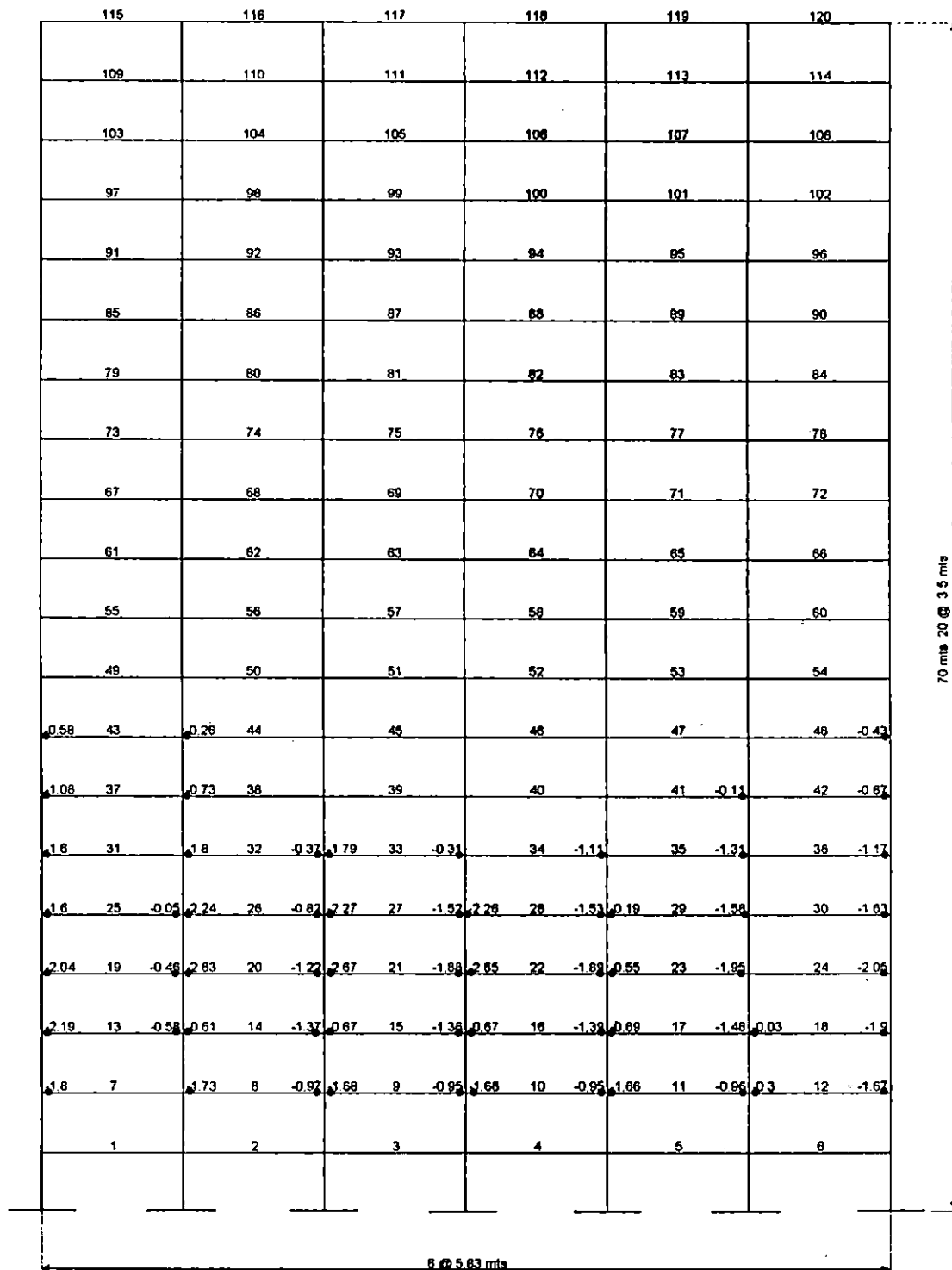
254

Simbología : # = numero de vgas.

: -# balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 20 NIVELES TIPO "B" DEL EJE TRANSVERSAL.

Figura 7.34 : BALANCE DE DUCTILIDAD



Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 25 NIVELES TIPO "B" DEL EJE LONGITUDINAL.

Figura 7.35 : BALANCE DE DUCTILIDAD

265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275
254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264
243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253
232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242
221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231
210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220
199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209
188	189	190	191	192	183	194	195	196	197	198
177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187
166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176
155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165
144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154
133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143
122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132
111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121
100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110
89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99
78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66
45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44 -0.07
23 -0.36	24 -0.58	25 -0.58	26 -0.58	27 -0.58	28 -0.58	29 -0.58	30 -0.58	31 -0.58	32 -0.61	33 -0.8
12 -0.1	13 -0.73	14 -0.73	15 -0.73	16 -0.73	17 -0.73	18 -0.73	19 -0.73	20 -0.73	21 -0.73	22 -1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		0.029	0.033	0.038	0.038	0.038	0.038	0.04	0.044	0.067
										0.007

70 mts 11 @ 6.36 mts

87.5 mts 25 @ 3.5 mts

Simbología : # = numeros de vigas.

: -# balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES TIPO "B" DEL EJE LONGITUDINAL

Figura 7.37 · BALANCE DE DUCTILIDAD

320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	F E M E S E S E S E S E S E S E S E S E S E S E S E S E S	
309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319		
298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308		
287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297		
276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286		
265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275		
254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264		
243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253		
232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242		
221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231		
210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220		
199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209		
188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198		
177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187		
166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176		
155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165		
144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154		
1.20 133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143		
1.30 122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132		
1.40 111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121		
1.50 100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110		
89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99		
78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88		
67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77		
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66		
45	45 -0.08	47 -0.08	48 -0.08	49 -0.08	50 -0.08	51 -0.08	52 -0.08	53 -0.08	54 -0.12	55 -0.28		
34	34 -0.8	35 -0.8	36 -1.04	37 -1.04	38 -1.04	39 -1.04	40 -1.04	41 -1.04	42 -1.04	43 -1.08		44 -1.24
23	23 -1.54	24 -1.74	25 -1.72	26 -1.72	27 -1.72	28 -1.72	29 -1.74	30 -1.72	31 -1.74	32 -1.78		33 -1.92
12	12 -1.52	13 -1.52	14 -1.82	15 -1.78	16 -1.78	17 -1.78	18 -1.78	19 -1.78	20 -1.78	21 -1.78		22 -1.84
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
0.19	0.218	0.226	0.228	0.228	0.228	0.228	0.231	0.228	0.244	0.257	0.1	

Smbologia B = numeros de vigas

-B balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES TIPO "B" DEL EJE TRANSVERSAL

Figura 7.38 BALANCE DE DUCTILIDAD

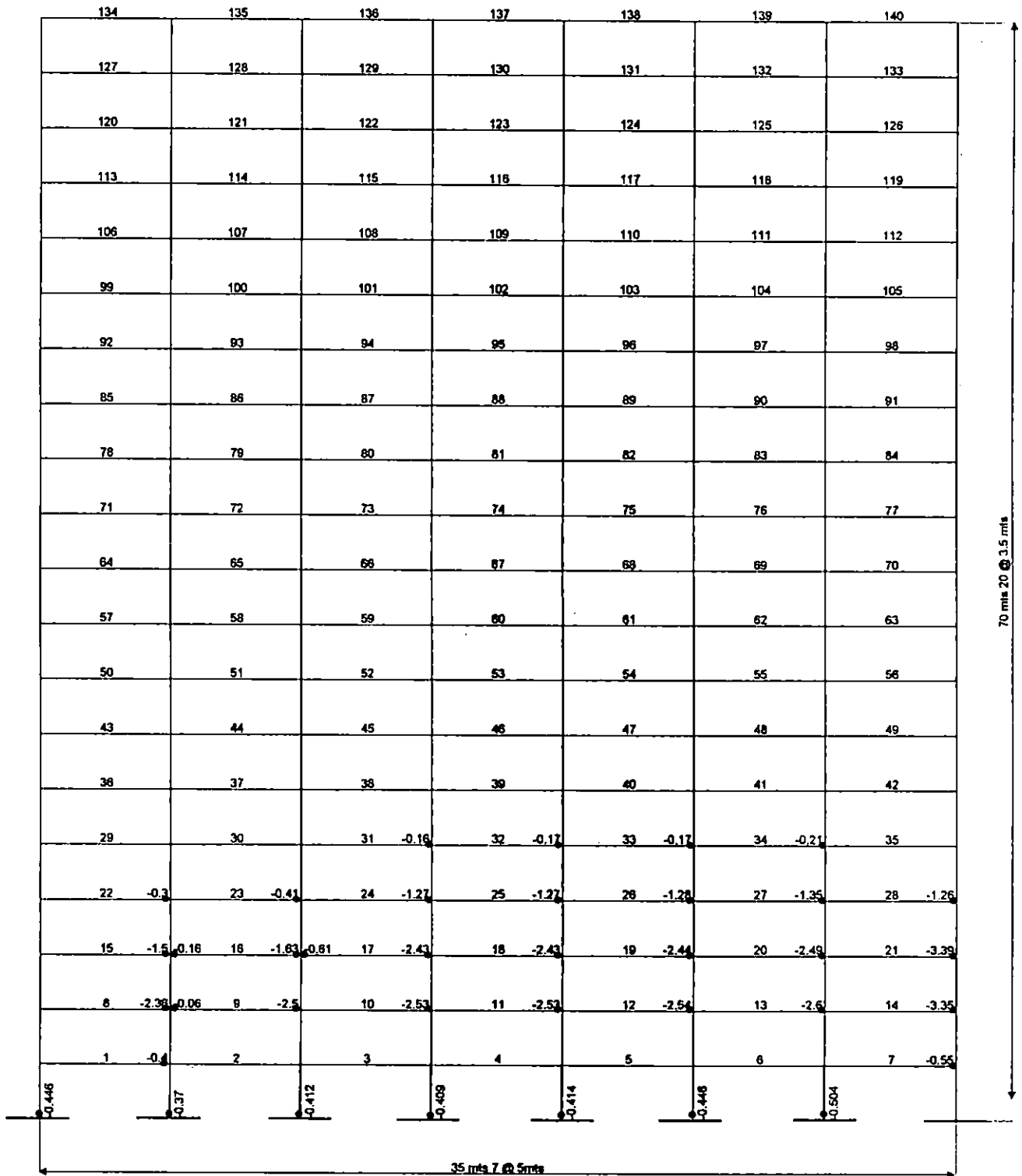
175	176	177	178	179	180											
169	170	171	172	173	174											
163	164	165	166	167	168											
157	158	159	160	161	162											
151	152	153	154	155	156											
145	146	147	148	149	150											
139	140	141	142	143	144											
133	134	135	136	137	138											
127	128	129	130	131	132											
121	122	123	124	125	126											
115	116	117	118	119	120											
109	110	111	112	113	114											
103	104	105	106	107	108											
97	98	99	100	101	102											
91	92	93	94	95	96											
85	86	87	88	89	90											
79	80	81	82	83	84											
73	74	75	76	77	78											
67	68	69	70	71	72											
61	62	63	64	65	66											
55	56	57	58	59	60	-2.74										
49	50	51	52	53	54											
43	44	45	46	47	48											
0.58	37	38	39	40	41	42	-0.69									
0.79	31	32	33	34	35	36	-1.09									
1.28	25	26	27	-0.11	0.8	28	-0.23	0.18	29	-0.73	30	-1.55				
1.82	19	-0.21	20	-0.26	0.31	21	-0.65	0.63	22	-0.88	0.8	23	-1.18	24	-1.88	
1.95	13	-0.56	14	-0.77	0.9	15	-0.97	1.83	16	-1.18	0.71	17	-1.55	18	-1.83	
2.12	7	-1.29	8	-0.88	1.67	9	-1.15	1.23	10	-1.24	2.05	11	-1.72	0.23	12	-2.07
1.88		1.83		1.85		1.74		1.87		1.87		1.87		1.87		0.87
8.88 3.83 mts																

Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 20 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 1X.

Figura 7.39 : BALANCE DE DUCTILIDAD

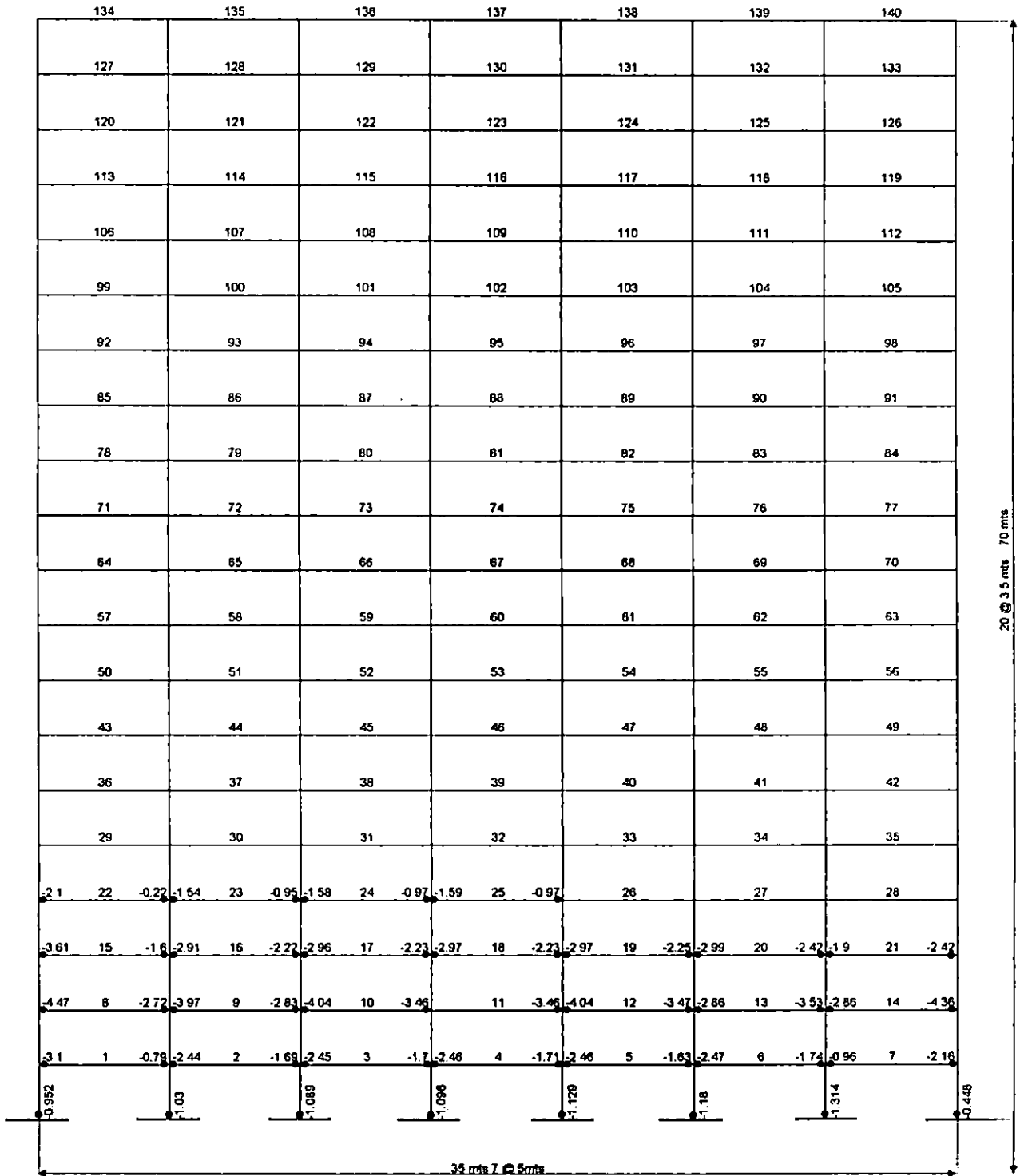


Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 20 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 4Y.

Figura 7.40 : BALANCE DE DUCTILIDAD

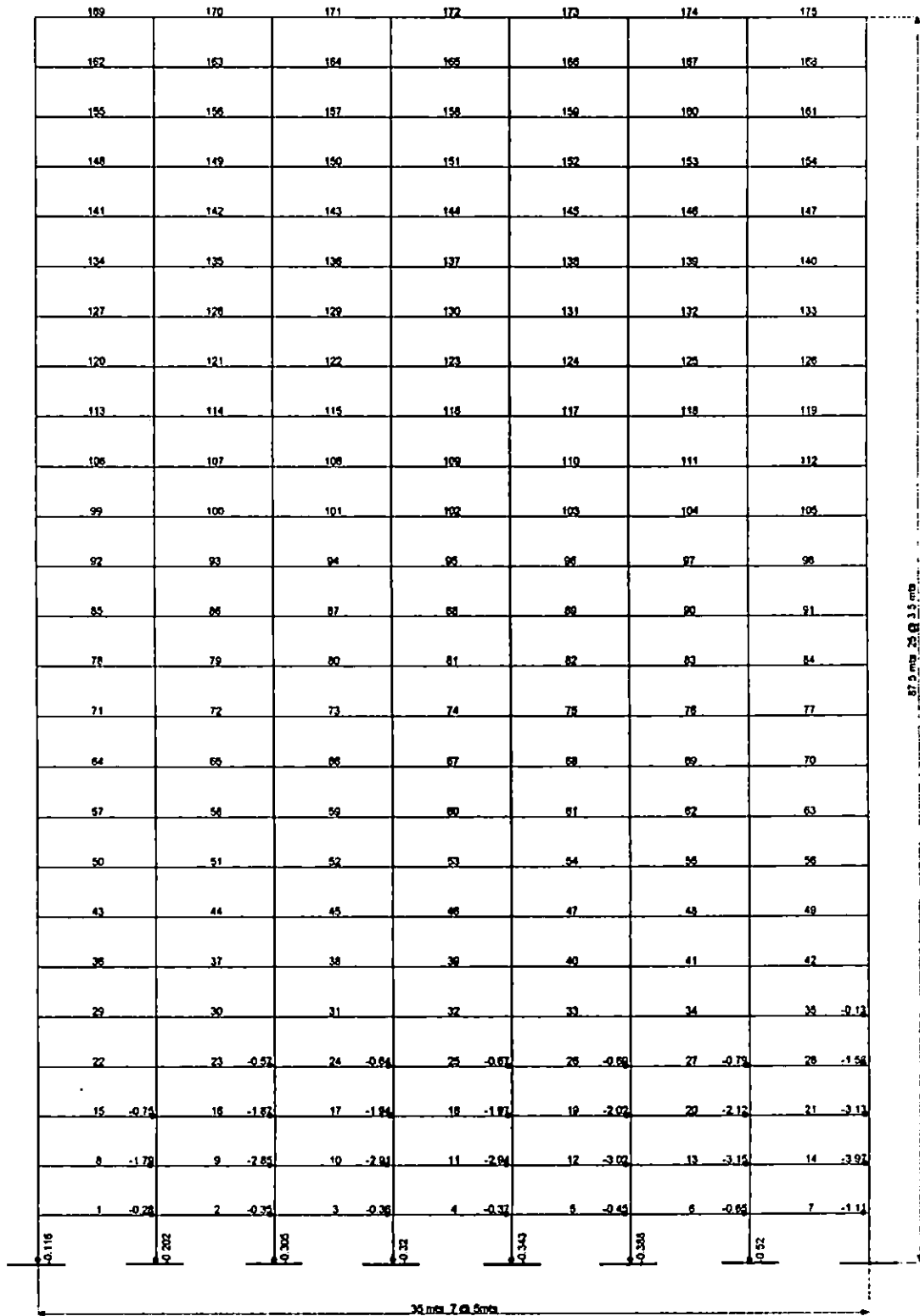


Simbología : # numeros de vigas

: -# balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 25 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 1X.

Figura 7.41 : BALANCE DE DUCTILIDAD

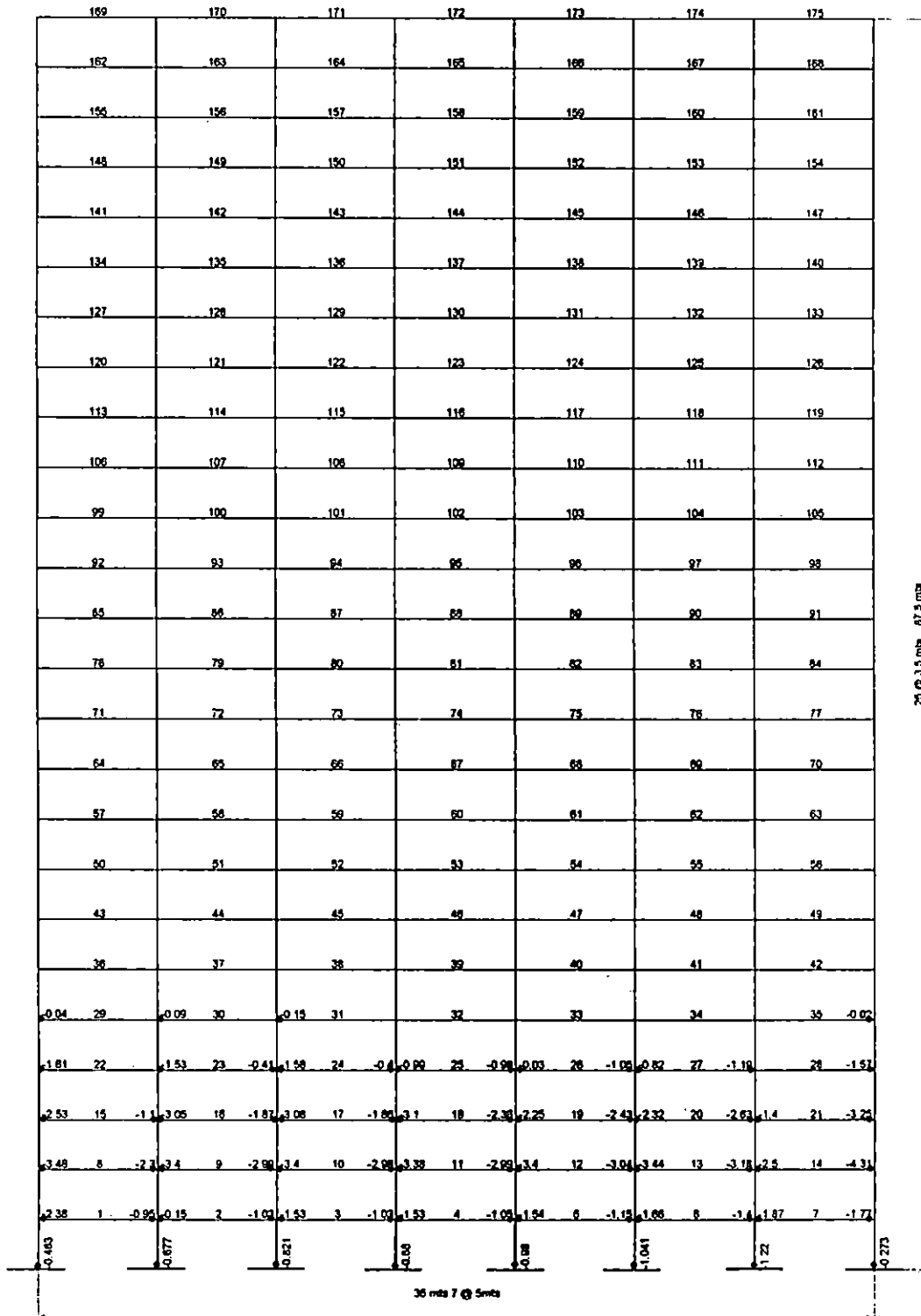


Simbología : # numeros de vigas

: - # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 25 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 4Y.

Figure 7.42 : BALANCE DE DUCTILIDAD



Símbologia : # numeros de vigas

: -# balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 1X

Figura 7.43. BALANCE DE DUCTILIDAD

	204	205	206	207	208	209	210
187	188	189	190	191	192	193	194
190	191	192	193	194	195	196	197
193	194	195	196	197	198	199	200
178	177	178	179	180	181	182	183
160	179	171	172	173	174	175	176
162	163	164	165	166	167	168	169
155	156	157	158	159	160	161	162
148	149	150	151	152	153	154	155
141	142	143	144	145	146	147	148
134	135	136	137	138	139	140	141
127	128	129	130	131	132	133	134
120	121	122	123	124	125	126	127
113	114	115	116	117	118	119	120
106	107	108	109	110	111	112	113
99	100	101	102	103	104	105	106
92	93	94	95	96	97	98	99
85	86	87	88	89	90	91	92
78	79	80	81	82	83	84	85
71	72	73	74	75	76	77	78
64	65	66	67	68	69	70	71
57	58	59	60	61	62	63	64
50	51	52	53	54	55	56	57
43	44	45	46	47	48	49	50
36	37	38	39	40	41	42	43
29	30	31	32	33	34	35	36
22	23	24	25	26	27	28	29
15	16	17	18	19	20	21	22
8	9	10	11	12	13	14	15
1	2	3	4	5	6	7	8
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

100 mm x 30 x 3.5 m

Símbolo : # números de vigas

- # balance de ductilidad

MARCO DEL EDIFICIOS DE 30 NIVELES TIPO "C" DEL EJE 4Y.

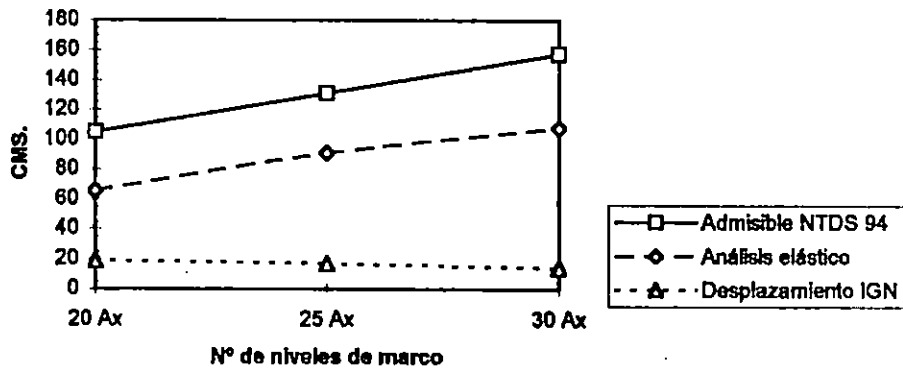
Figura 7 44 : BALANCE DE DUCTILIDAD

204	205	206	207	208	209	210
97	99	99	100	101	102	102
100	101	101	102	104	105	105
103	104	105	105	107	108	109
107	107	109	109	110	111	111
110	110	111	112	113	114	115
112	113	114	115	116	117	118
115	116	117	118	119	120	121
118	119	120	121	122	123	124
121	122	123	124	125	126	127
124	125	126	127	128	129	130
127	128	129	130	131	132	133
130	131	132	133	134	135	136
133	134	135	136	137	138	139
136	137	138	139	140	141	142
139	140	141	142	143	144	145
142	143	144	145	146	147	148
145	146	147	148	149	150	151
148	149	150	151	152	153	154
151	152	153	154	155	156	157
154	155	156	157	158	159	160
157	158	159	160	161	162	163
160	161	162	163	164	165	166
163	164	165	166	167	168	169
166	167	168	169	170	171	172
169	170	171	172	173	174	175
172	173	174	175	176	177	178
175	176	177	178	179	180	181
178	179	180	181	182	183	184
181	182	183	184	185	186	187
184	185	186	187	188	189	190
187	188	189	190	191	192	193
190	191	192	193	194	195	196
193	194	195	196	197	198	199
196	197	198	199	200	201	202
199	200	201	202	203	204	205
202	203	204	205	206	207	208
205	206	207	208	209	210	211
208	209	210	211	212	213	214
211	212	213	214	215	216	217
214	215	216	217	218	219	220
217	218	219	220	221	222	223
220	221	222	223	224	225	226
223	224	225	226	227	228	229
226	227	228	229	230	231	232
229	230	231	232	233	234	235
232	233	234	235	236	237	238
235	236	237	238	239	240	241
238	239	240	241	242	243	244
241	242	243	244	245	246	247
244	245	246	247	248	249	250
247	248	249	250	251	252	253
250	251	252	253	254	255	256
253	254	255	256	257	258	259
256	257	258	259	260	261	262
259	260	261	262	263	264	265
262	263	264	265	266	267	268
265	266	267	268	269	270	271
268	269	270	271	272	273	274
271	272	273	274	275	276	277
274	275	276	277	278	279	280
277	278	279	280	281	282	283
280	281	282	283	284	285	286
283	284	285	286	287	288	289
286	287	288	289	290	291	292
289	290	291	292	293	294	295
292	293	294	295	296	297	298
295	296	297	298	299	300	301
298	299	300	301	302	303	304
301	302	303	304	305	306	307
304	305	306	307	308	309	310
307	308	309	310	311	312	313
310	311	312	313	314	315	316
313	314	315	316	317	318	319
316	317	318	319	320	321	322
319	320	321	322	323	324	325
322	323	324	325	326	327	328
325	326	327	328	329	330	331
328	329	330	331	332	333	334
331	332	333	334	335	336	337
334	335	336	337	338	339	340
337	338	339	340	341	342	343
340	341	342	343	344	345	346
343	344	345	346	347	348	349
346	347	348	349	350	351	352
349	350	351	352	353	354	355
352	353	354	355	356	357	358
355	356	357	358	359	360	361
358	359	360	361	362	363	364
361	362	363	364	365	366	367
364	365	366	367	368	369	370
367	368	369	370	371	372	373
370	371	372	373	374	375	376
373	374	375	376	377	378	379
376	377	378	379	380	381	382
379	380	381	382	383	384	385
382	383	384	385	386	387	388
385	386	387	388	389	390	391
388	389	390	391	392	393	394
391	392	393	394	395	396	397
394	395	396	397	398	399	400
397	398	399	400	401	402	403
400	401	402	403	404	405	406
403	404	405	406	407	408	409
406	407	408	409	410	411	412
409	410	411	412	413	414	415
412	413	414	415	416	417	418
415	416	417	418	419	420	421
418	419	420	421	422	423	424
421	422	423	424	425	426	427
424	425	426	427	428	429	430
427	428	429	430	431	432	433
430	431	432	433	434	435	436
433	434	435	436	437	438	439
436	437	438	439	440	441	442
439	440	441	442	443	444	445
442	443	444	445	446	447	448
445	446	447	448	449	450	451
448	449	450	451	452	453	454
451	452	453	454	455	456	457
454	455	456	457	458	459	460
457	458	459	460	461	462	463
460	461	462	463	464	465	466
463	464	465	466	467	468	469
466	467	468	469	470	471	472
469	470	471	472	473	474	475
472	473	474	475	476	477	478
475	476	477	478	479	480	481
478	479	480	481	482	483	484
481	482	483	484	485	486	487
484	485	486	487	488	489	490
487	488	489	490	491	492	493
490	491	492	493	494	495	496
493	494	495	496	497	498	499
496	497	498	499	500	501	502
499	500	501	502	503	504	505
502	503	504	505	506	507	508
505	506	507	508	509	510	511
508	509	510	511	512	513	514
511	512	513	514	515	516	517
514	515	516	517	518	519	520
517	518	519	520	521	522	523
520	521	522	523	524	525	526
523	524	525	526	527	528	529
526	527	528	529	530	531	532
529	530	531	532	533	534	535
532	533	534	535	536	537	538
535	536	537	538	539	540	541
538	539	540	541	542	543	544
541	542	543	544	545	546	547
544	545	546	547	548	549	550
547	548	549	550	551	552	553
550	551	552	553	554	555	556
553	554	555	556	557	558	559
556	557	558	559	560	561	562
559	560	561	562	563	564	565
562	563	564	565	566	567	568
565	566	567	568	569	570	571
568	569	570	571	572	573	574
571	572	573	574	575	576	577
574	575	576	577	578	579	580
577	578	579	580	581	582	583
580	581	582	583	584	585	586
583	584	585	586	587	588	589
586	587	588	589	590	591	592
589	590	591	592	593	594	595
592	593	594	595	596	597	598
595	596	597	598	599	600	601
598	599	600	601	602	603	604
601	602	603	604	605	606	607
604	605	606	607	608	609	610
607	608	609	610	611	612	613
610	611	612	613	614	615	616
613	614	615	616	617	618	619
616	617	618	619	620	621	622
619	620	621	622	623	624	625
622	623	624	625	626	627	628
625	626	627	628	629	630	631
628	629	630	631	632	633	634
631	632	633	634	635	636	637
634	635	636	637	638	639	640
637	638	639	640	641	642	643
640	641	642	643	644	645	646
643	644	645	646	647	648	649
646	647	648	649	650	651	652
649	650	651	652	653	654	655
652	653	654	655	656	657	658
655	656	657	658	659	660	661
658	659	660	661	662	663	664
661	662	663	664	665	666	667
664	665	666	667	668	669	670
667	668	669	670	671	672	673
670	671	672	673	674	675	676
673	674	675	676	677	678	679
676	677	678	679	680	681	682
679	680	681	682	683	684	685
682	683	684	685	686	687	688
685	686	687	688	689	690	691
688	689	690	691	692	693	694
691	692	693	694	695	696	697
694	695					

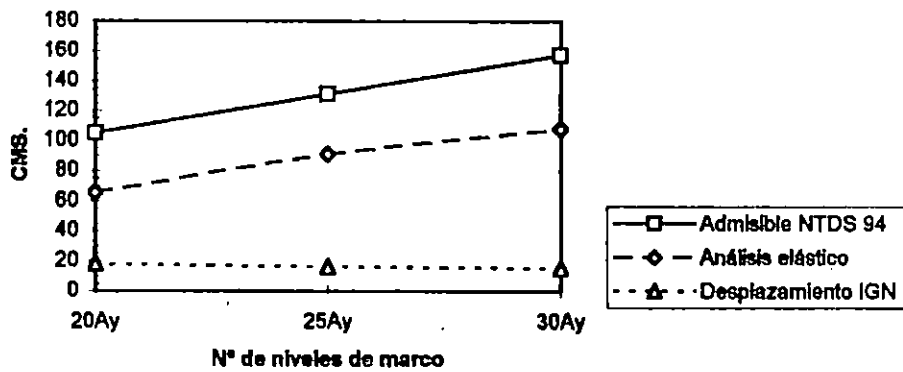
Tabla 7.22

Marco	Desplazamiento max. Positivo (cms)	Desplazamiento max. Negativo (cms)	Indice de funcionalidad
20 AX	1.90	0.22	0.36
20 AY	1.710	0.168	0.325
25 AX	1.290	0.715	0.246
25 AY	1.560	0.568	0.297
30 AX	1.110	0.789	0.21
30 AY	1.380	0.56	0.263
20 BX	1.540	0.637	0.293
20 BY	0.781	1.130	0.215
25 BX	1.590	0.822	0.303
25 BY	0.857	1.110	0.21
30 BX	1.41	0.586	0.269
30 BY	0.770	1.060	0.20
20 CX	1.290	1.290	0.246
20 CY	1.580	0.61	0.30
25 CX	1.240	0.67	0.236
25 CY	1.560	0.550	0.297
30 CX	1.180	0.742	0.224
30 CY	1.47	0.572	0.28

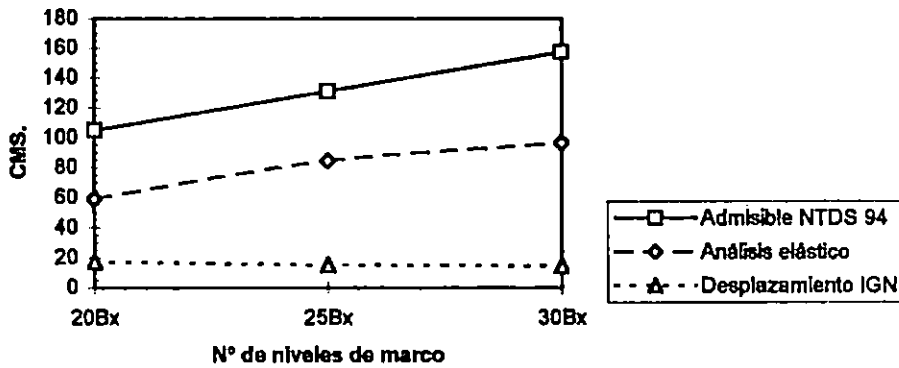
Graf. 7.23 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos A dirección X



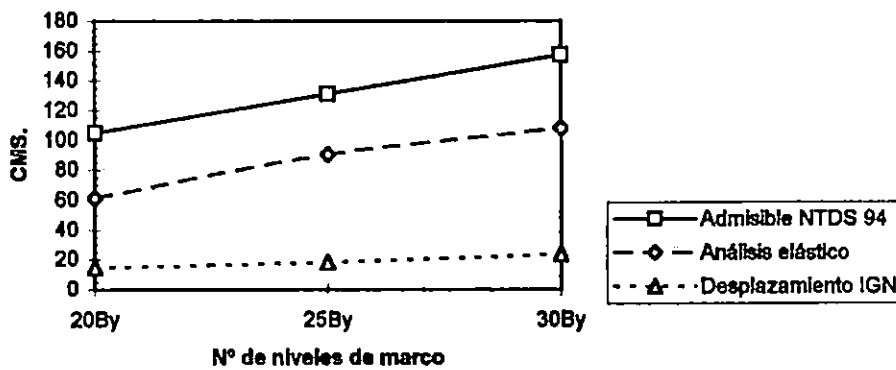
Graf. 7.24 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos A dirección Y



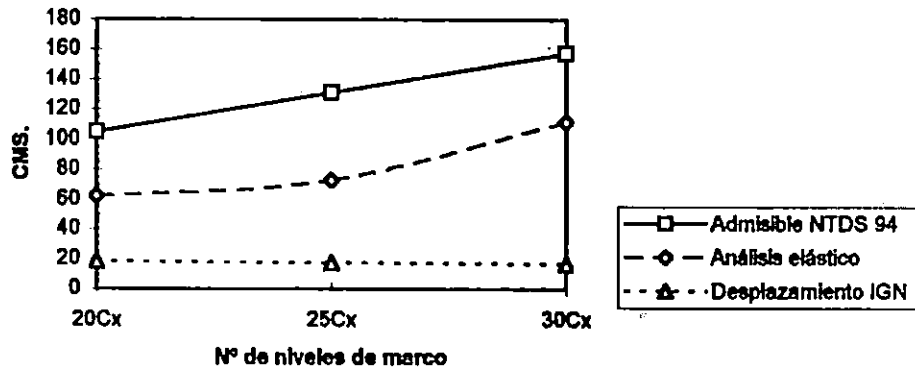
Graf. 7.25 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos B dirección X



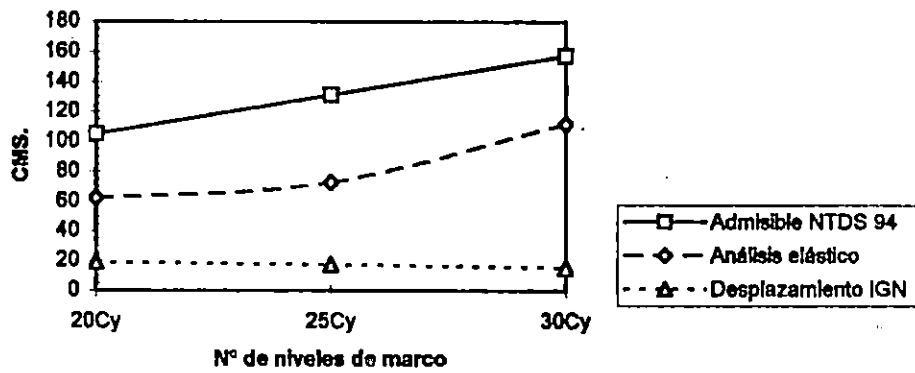
Graf.7.26 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos B dirección Y



Graf. 7.27 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos C dirección X



Graf.7.28 Máximos Desplazamientos Globales para Marcos C dirección Y



**Graf. 7.29 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos A dirección X**

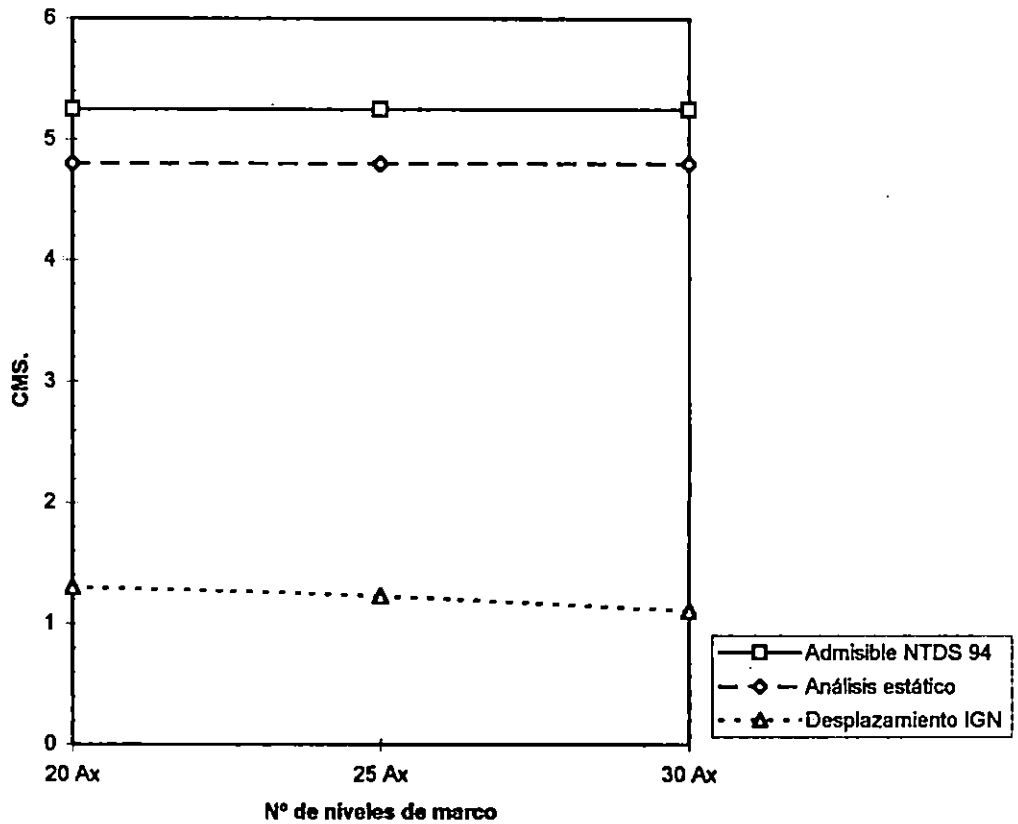


Tabla 7.23. Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos X, edificios tipo "A".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 Ax	6,3	2
25 Ax	11,9,8,6,5,y 3	2
30 Ax	16,13,11,9,7,5	3

**Graf. 7.30 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos A dirección Y**

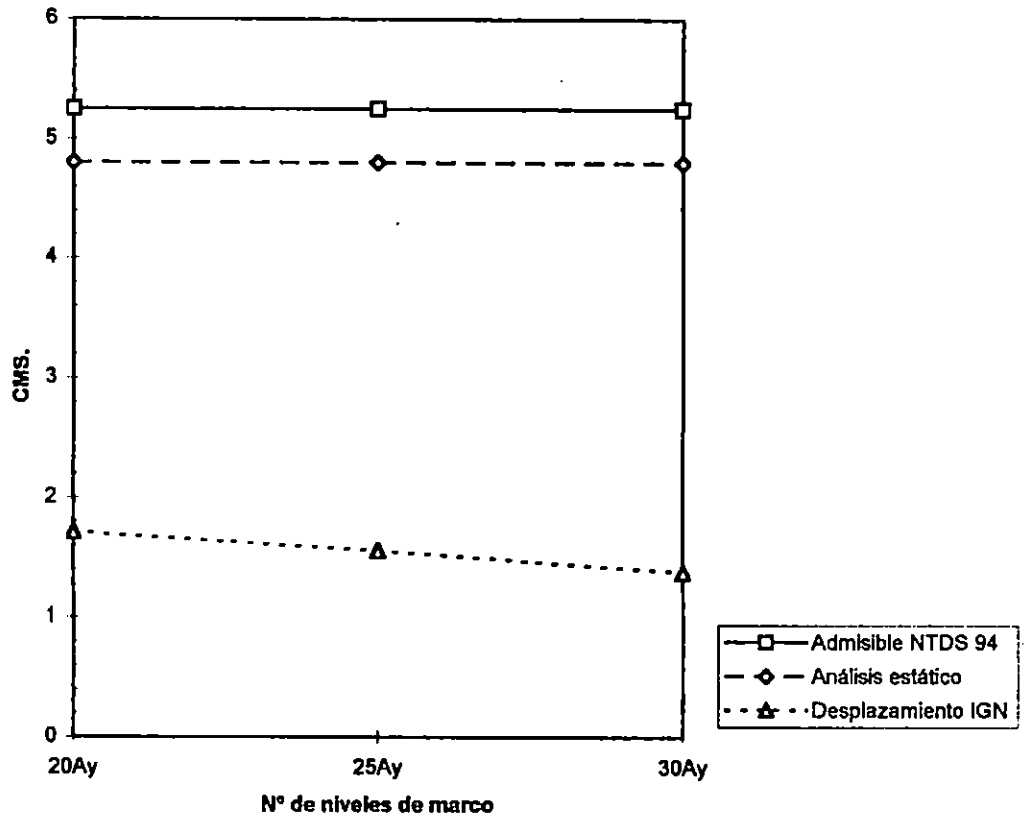


Tabla 7.24. Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos Y, edificios tipo "A".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 Ay	6,3	2
25 Ay	11,9,8,6,5,y 3	2
30 Ay	16,13,11,9,7,5	3

**Graf.7.31 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos B dirección X**

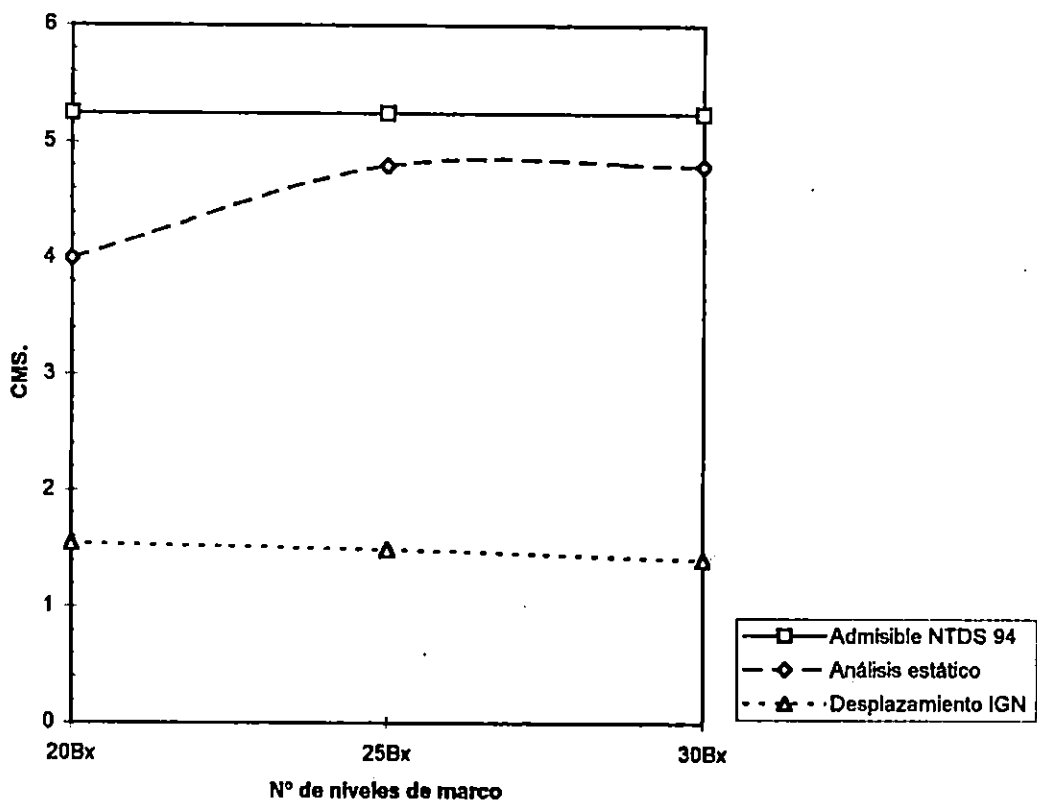


Tabla 7.25 Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos X, edificios tipo "B".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 Bx	4	2
25 Bx	11,8,6,5 y 4	2
30 Bx	9 y 6	9

**Graf.7.32 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos B dirección Y**

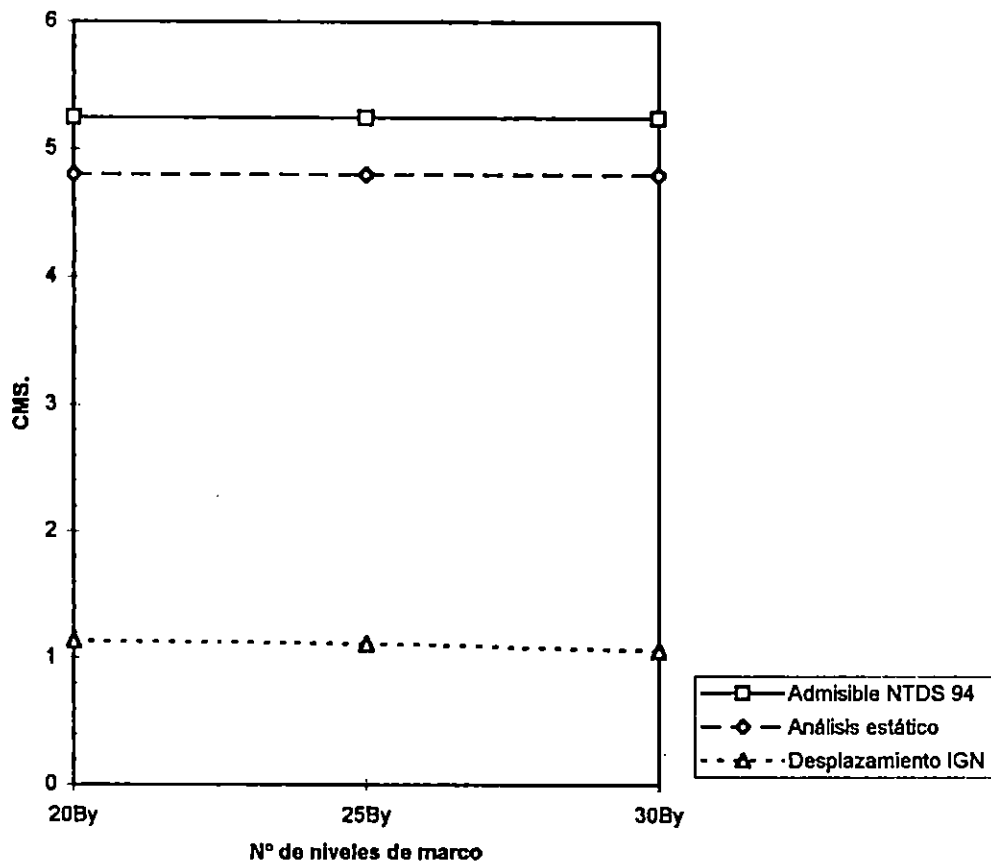


Tabla 7.26 Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos Y, edificios tipo "B".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 By	10...3	4
25 By	12,10,8,7,5 y 4	5
30 By	13,11,9 y 6	5

**Graf. 7.33 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos C dirección X**

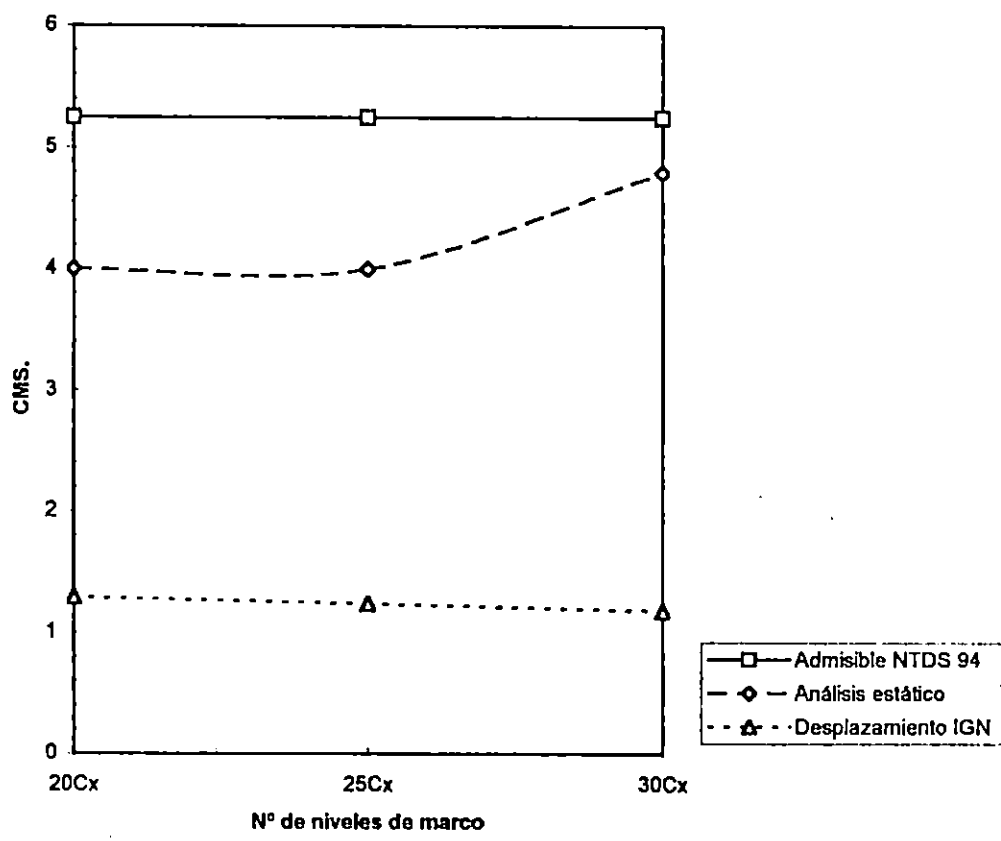


Tabla 7.27 Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos X, edificios tipo "C".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 Cx	9...3	6 y 3
25 Cx	12,9,7,4 y 2	2
30 Cx	20,15,13,13,10,8,7 y 5	2

**Graf.7.34 Máximos Desplazamientos Inelásticos de entrepiso
Marcos C dirección Y**

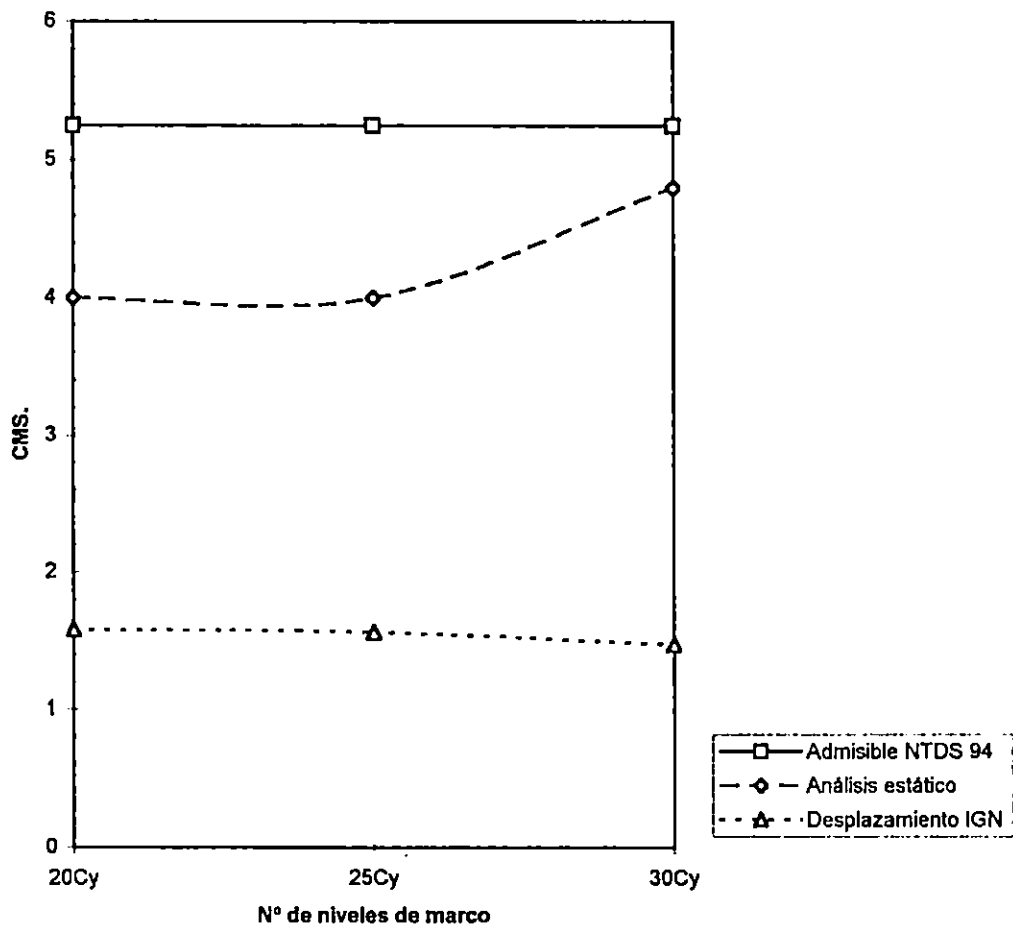


Tabla 7.28 Los niveles en que suceden los máximos desplazamientos en los marcos Y, edificios tipo "C".

Marco	Nivel (diseño)	Nivel (IGN)
20 Cy	9...3	4
25 Cy	12,9,7,4 y 2	2
30 Cy	20,15,13,13,10,8,7 y 5	2

CAPITULO 8
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

1 - Basados en los resultados obtenidos del diseño de edificios regulares de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles, los cortantes basales obtenidos por el método estático de la fuerza lateral equivalente, son mayores en todos los casos a los cortantes basales obtenidos por el método de análisis dinámico utilizando el espectro de diseño dinámico propuesto en el Capítulo 5 de la NTDS-94. (Ver tabla 7.1)

2 - A partir de los períodos fundamentales obtenidos para los edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles diseñados utilizando la NTDS-94, se puede establecer una fórmula empírica para edificios regulares, con sistema estructural de marcos sismoresistentes, para lo cual si se asume que el valor de T varía con respecto a la altura de los edificios en forma exponencial (en base a los resultados obtenidos) se puede encontrar un factor k que pueda satisfacer la ecuación siguiente:

$$T = e^{kh} \quad (\text{ec. 8.1})$$

En donde T es el período en segundos, h es la altura del edificio en mts. y k es la constante de proporcionalidad.

despejando k de la ec 8.1.

$$k = \ln(T)/h \quad (\text{ec. 8.2})$$

Sustituyendo los valores de T resultantes del análisis elástico, se obtienen 9 valores de k , aplicando la media aritmética a los valores de k restantes, se obtiene un k promedio de 0.0086

Sustituyendo en la ec.8.1 tenemos la ecuación empírica (Ec 8.3)

$$T = e^{(0.0086h)} \quad (\text{Ec. 8.3})$$

Sin embargo la ec. 8.3 necesita un factor de corrección para los valores extremos de la muestra en donde se presentan valores de error entre +6.91% y -10.02% correspondientes a los edificios A y C de 25 niveles respectivamente.

Del promedio de las diferencias de los porcentajes máximos de error tenemos: un valor de corrección de : -1.6%

Por ser negativo se restara de la unidad para obtener un factor de corrección, lo cual nos lleva a la siguiente ecuación:

$$T = (1-0.016) e^{(0.0086h)}$$

$$T = 0.984 e^{(0.0086h)} \quad (\text{Ec.8.4})$$

Tabla 8.1

Edificio	Período real (seg)	T empírico (Seg.)	ΔT	% error
20 A	1.80	1.797	0.003	1.66E-3
25 A	2.285	2.088	0.197	8.62
30 A	2.55	2.428	0.122	4.78
20 B	1.74	1.797	-.057	3.28
25 B	2.27	2.088	0.182	8.02
30 B	2.529	2.428	0.101	3.99
20 C	1.766	1.797	-.031	1.76
25 C	1.93	2.088	-0.158	8.18
30 C	2.61	2.428	0.182	6.97

Sí se calcula el error máximo para la muestra : $0.197 / 2.185 = 0.0862 \approx 8.62\%$ de error. Se observa que los porcentajes de error mas altos corresponden a los edificios con relación de longitud menor en planta - altura de 2.5 (edificios de 25 niveles).

Sí se calculan los períodos por el metodo A de la NTDS: $T = 0.073H^{3/4}$
se obtienen valores máximos de error de 8.62%

Podemos concluir que sí se incluyen factores que dependan de la relación altura-longitud menor en planta, y del número de ejes resistentes, mediante la ec.8.4 se podría llegar a valores de períodos más exactos lo cual evitaría el cálculo de cortantes basales demasiado conservadores.

3 - Según la tabla 7.5 y 7.7 para edificios del mismo número de niveles con planta cuadrada y dimensiones iguales, si difieren en el número de ejes de marcos resistentes, los edificios con más ejes resistentes poseen menores secciones de concreto y menores cuantías de acero en las columnas. Los edificios de n niveles con plantas rectangulares cuya relacion de lados es de 2:1 requieren secciones de columnas mayores y con mas cantidad de acero que las columnas de edificios de igual número de niveles, de planta cuadrada cuya área es la mitad de la que posee el edificio rectangular. De igual manera sucede con las secciones de viga.

4 - De las tablas 7.3 y 7.4 se observa que para edificios diseñados de concreto con resistencia de 350 kg/cm^2 la rigidez aumenta con respecto a la de los edificios diseñados de concreto de 280 Kg/cm^2 , lo cual puede explicarse con los conceptos de análisis estructural sabiendo que para elementos de viga y columna, la rigidez es proporcional a EI , en donde E es el módulo de elasticidad y I es el momento de inercia de la sección del elemento⁴⁴. Sí de acuerdo con el reglamento ACI -318/94

$$E_c = 15100(fc')^{1/2}$$

En donde fc' es la resistencia a corte del concreto.

Sí E es proporcional a $(fc')^{1/2}$ entonces la rigidez del elemento también lo es.

5 - La relación peso de acero contra volumen de concreto da valores de 80 a 95 Kg/m³ .

6 - Los mayores desplazamientos relativos para edificios de 20, 25 y 30 niveles suceden en los niveles inferiores. Frecuentemente tales desplazamientos generan momentos de 2º orden que son significativos. Para el control de los efectos de 2º orden la NTDS propone el chequeo del índice de estabilidad (θ)¹¹, si se cumple que $0.10 < \theta < 0.25$ entonces los cortantes, momentos y desplazamientos son incrementados en un factor que es proporcional al valor del índice de estabilidad, los incrementos en los cortantes modifican muchas veces el sentido de las fuerzas inerciales en los niveles inferiores .

7- Al efectuar el análisis de colapso en los edificios de 20 , 25 y 30 niveles, se establece lo siguiente:

- Al comparar los edificios de igual altura Los edificios rectangulares del tipo B presentan las menores reservas de resistencia (Ver tabla 7.21). Se observa de los resultados obtenidos que los marcos menos cargados presentan menores reservas de resistencia, lo cual podría servir para establecer cuales marcos evaluar en un edificio sujeto a revisión.

- Los edificios A y C con relaciones de dimensiones en planta de 1:1 tienen mayores

- reservas de resistencia que los edificios B con relaciones de 2:1. Entre los edificios A y los edificios C los últimos tienen mayor reserva de resistencia lo cual se debe a que poseen más ejes resistentes. A pesar de que los edificios del tipo B tienen marcos longitudinales con 12 columnas con altos factores de carga, los marcos transversales están descargados por lo cual sus factores de carga son pequeños .
 - Los edificios del tipo A tienen las menores reservas de ductilidad, las cuales varían en el rango de valores de 6.37 y 7.82. Los edificios con mayores ductilidades globales son los del tipo C . A medida que aumenta la elevación de los edificios disminuye la ductilidad global.
 - Los valores de ductilidad global para los edificios en estudio para todos los casos están por encima del límite inferior de ductilidad de 3 (para edificios dúctiles) que establece La Norma de Nueva Zelanda⁴⁵ . Además están arriba del rango de 3 - 5 esperado para edificios de concreto³⁵.
 - El 100% de la muestra de marcos analizados por el método de colapso falla por la formación de mecanismos alrededor de un nudo extremo de los pisos inferiores 1-3 en el lado de donde proviene la fuerza lateral.. De lo anterior se puede decir que es necesario proporcionar mayor capacidad de trabajo en el rango elástico a las columnas perimetrales con el fin de evitar en las primeras etapas de carga lateral, rótulas en ambos extremos de las columnas, lo cual contribuye a la formación de mecanismos de falla.
- En ningún caso se presenta falla por excedencia en las capacidades de corte y giro de las secciones, inestabilidad.
- Ninguno de los edificios analizados presenta falla por mecanismo del tipo de piso débil, lo cual prevee la NTDS 94 con el criterio de columna fuerte - Viga débil.

- Antes de fallar por mecanismo, todos los marcos alcanzan valores de desplazamiento relativo de entrepiso mayores a 5.25 cms., exceptuando el de la dirección Y, edificio A de 20 niveles.

8- Al someter los edificios en estudio a un análisis paso a paso se concluye lo siguiente:

-Al aplicar a los marcos de un tipo de edificio para una dirección dada, un sismo local (IGNE) amplificado se obtienen curvas de Índice de demandas de ductilidad que son paralelas a las producidas por un sismo de período largo (SanFernando, 1.47 seg aproximadamente).

- Se puede establecer en forma global a partir de la curva del índice de demanda de ductilidad elástica (antes o en el estado límite de fluencia, en donde I_{dd} vale 4) que tanto a penetrado en la zona inelástica una estructura. Sabiendo que a medida que el valor de I_{dd} incrementa alejándose de 4 las reservas de ductilidad disminuyen. Se puede notar que para el sismo del IGNE amplificado los I_{dd} varían entre 8 y 9, lográndose los primeros balances negativos de ductilidad para los edificios analizados (ver gráficas 7.17 - 7.22).

Los mayores balances de ductilidad negativos suceden en los niveles inferiores de los edificios (niveles 2 y 3).

- Para un sismo como el del 10 de Octubre de 1986 (IGN) los valores de desplazamientos globales (graf.7.23-7.28) son menores a los que se obtienen del análisis estático efectuado para realizar el diseño de los edificios.

- Los desplazamientos relativos inelásticos de entrepiso obtenidos del sismo IGN sin amplificar resultan menores a los desplazamientos relativos inelásticos de entrepiso

obtenidos en el análisis estático efectuado para realizar el diseño de los edificios.(graf 7.29-7-34)

- Para el sismo IGN no amplificado, los índices de funcionalidad⁴³ obtenidos para los edificios estudiados son menores que 1.0 lo cual indica pequeños desplazamientos relativos inelásticos de entrepiso con respecto al límite de deriva que impone la NTDS 94.

- El uso de la combinación de componentes verticales y horizontales produce diferencias poco significativas con respecto a los resultados obtenidos al someter a un edificio únicamente a la componente horizontal para el caso de sismos similares al del 10 de Octubre de 1986 (IGN).

8.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda el uso de indicadores de daño como el índice de demanda de ductilidad para estimar si un edificio afectado por un sismo trabaja en la zona elástica o inelástica y si su capacidad de rotación ha sido excedida.

De acuerdo a los resultados obtenidos se recomienda para los diseños de edificios regulares con sistemas de marcos de concreto reforzado, poner énfasis especial en el diseño de las columnas a fin de que estas posean mayor capacidad de comportarse elásticamente que las vigas (respetando el criterio de viga débil -columna fuerte). Las

columnas perimetrales deberán poseer mayor capacidad resistente que las columnas de ejes internos.

Se recomienda el uso de estructuras regulares, con un número de ejes resistentes capaz de proporcionar al menos una reserva de resistencia de 1.4 en el peor de los casos.

La norma Técnica de Diseño Sísmico debería incluir un capítulo con los detalles necesarios para efectuar una revisión de estructuras de edificios considerando el comportamiento no lineal (utilizando análisis de colapso y paso a paso) . Así mismo debería proporcionar lineamientos tales como ductilidades globales mínimas esperadas para los diseños realizados según NTDS 94, sismos típicos a utilizar en las diferentes zonas sísmicas o de preferencia tomando en consideración el estado actual de las fallas geológicas, etc.

En vista de las actualizaciones realizadas a los códigos de construcción a nivel mundial (UBC, NEHRP, Código Japonés, Código Europeo, etc.) posteriores a los terremotos de Northridge y Kobe, es necesario tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Los factores de modificación de respuesta deben incluir diversos factores como son: Resistencia, ductilidad, amortiguamiento y redundancia.
- Realizar una zonificación sísmica más precisa, a fin de establecer zonas de falla potencialmente activas.
- Considerar el uso del diseño por límite de resistencia.
- Incluir la componente vertical en el análisis de estructuras sometidas a sismos.
- Incluir metodología para la evaluación de daños en las estructuras.

BIBLIOGRAFIA

1. **Medición de riesgo sísmico para El Salvador**
J.J. Bommer, D.A. Hernández, J.A. Navarrete y Salazar, W.M.
Geofísica Internacional (1996) Vol.35 Num 3 pp. 227-244, 1996.

2. **Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico.**
Edward G. Nawy.
1º Edición, Prentice- Hall- Inc. 1988.

3. **Desing of Concrete Buildings of Earthquake and Wind Force**
Ghosh, S.K y Domel Jr..August W.
Portland Cement Association and the Internationl Conference of Buildings
Officials, 1992

4. **La Ingeniería Sísmica en El Salvador después de 10 años del terremoto
del 10 de Oct. de 1986**
Edwin Portillo

5. **Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos.**
Dowrick D. J.
Editorial Limusa S.A de C.V, 1984
Balderas 95, Primer piso, 06040 México 1, D.F

6. **Lessons Learned from Recent Earthquakes and Reseaerch and implications for Earthquakes-Resistant Desingn of Buildings Structures in the United States**
Bertero, Vitelmo V.
Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 7 , 1986

7. **Ductilidad y Resistencia de un Edificio de 6 Niveles Diseñado de Acuerdo a las Normativa Salvadoreña Conteporaneas**
Edwin Portillo
Universidad de El Salvador, 1997

8. **Evolución del Rascacielos**
www.ARGH.GATECH EDU/WHIT/TABLE CON.HTM
Documento de Internet.

9. **Sistemas Estructurales para Edificios.**
IV Conferencia Nacional de Ingeniería, Sept. 18- 23, 1978., ASIA
Roberto Salazar M.

10. **Algunos Comentarios a Edificios Dañado por el sismo del 10 de octubre de 1986**
Revista ASIA No. 85

11. **Ministerio de Obras publicas, República de El Salvador**
Reglamento para la Seguridad de las Construcciones
Norma Tecnica para Diseño por Sismo
El salvador 1994.

12. **Effects of Resistent Seismic Code Changes on Tall Building.**
S.K. GKOSH
Paper T-124-4, Elserier Science Ltd-1988.
13. **Development of The 1997 Update of The Recommended Provisions For The Seismic Regulations of New Buidings**
R.J. HUNT and J.E. BEAVERS
E Isevier Science Ltd paper No.2159
14. **The Earthquakes of Northridge 1994 and Kobe 1995 – Lessons for Risk Assessment and Loss Prevention with Special Reference to Earthquake Insurance.**
A. Smolka and E. Rauch
Paper No. 1847, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.
15. **Ductile Design of Steel Structures**
Michael Bruneau, cha-Ming Uang y Andrew Whitaker
1a Edición , Mc Graw-Hill, 1998.
16. **Uniform Building Code**
International Conference of Building Officials
Whittier, California
17. **BOCA National Building Code**
Building Officials and Code Administrators International
Country Club Hills, Illinois

18. **Standard Building Code**
Southern Building Code Congress International
Birmingham, Alabama

19. **Recommended Lateral Force Requirements**
Structural Engineers Association of California
San Francisco, California

20. **National Earthquake Hazards Reduction Program**
Federal Emergency Management Agency
Washington D.C.

21. **The Nature of Earthquake Ground Motion**
The Seismic Design Handbook
EditBolt, Bruce A
Editado por Farzad Naeim, Chapman & Hall, 1989.

22. **Estructuras de Concreto Reforzado**
R. Park, T. Paulay
1^o Edición, Limusa, 1978.

23. **Lesson Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for
Earthquake-Resistant Design of Buildings Structures in the United States**
Vitlmo V, Bertero
Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 7, 1986.

24. **Diseño Estructural**
Roberto Meli
1º Edición, Limusa, 1995.

25. **Seismic Design of Concrete Structures: The present needs of societies**
Thomas Paulay
Paper No.2001, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.

26. **Recommended Lateral Force Requirements and Comentary**
SEAOC (Seismology Committe, Structural Engineers Association of California)
San Francisco. C.A, 1973.

27. **Deterministic Seismic Design procedures for Reinforced Concrete Buildings**
Thomas Paulay
Eng. Struct: Vol. 5, 1983.

28. **Earthquake Resistant Design: A view from the Practice**
Oscar de Buen
Paper No. 2002, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.

29. **Seismic Analysis and Design: Current Practice and Future Trends**
R.Riddell, J.C. de la Llera
Paper No. 2010, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.

30. **Displacement Based Design for R/C Structures Subjected to Earthquakes**
J.P. Moehle
Paper No. 2125, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.

31. **Simplified push-over analysis of building structures**
Vojko Kilar, Peter Fajfar
Paper No. 1011, 11TH World Conference on Earthquake Engineering
Acapulco, México, 1996.

32. **Manual de Diseño Sísmico de Edificios de Acuerdo con los Reglamenteo de Construcciones del Distrito Federal**
Enrique Bazán, Roberto Meli
Editorial Limusa, 1984.

33. **Ductility Demand Of 3-D Reinforced Concrete Frames Under Seismic Excitation**
Thomas Wenk, Hugo Bachmann
Structural Dynamics, Kratziget al (eds),1990 Balkema, Rotterdam.

34. **Mecánica de Materiales**
Ferdinand P. Beer, E. Russel Johnston Jr
1º Edición, McGraw-Hill, 1992.

35. **Ductile Design Approach of Reinforced Concrete Frames**
Robert Park
1º Edición, Limusa, 1977.

36. **Comentarios a la Norma Técnica de Diseño por Sismo**
Ministerio de Obras Públicas de El Salvador.
El salvador,1994
37. **Design for Drift and Stability**
Editado Farzad Naeim. Ph.D..P.E,Chapman & Hall,1994
38. **DRAIN-2DX, Base Program User Guide Version 1.10**
V.Prakash, G.H.Powell y S.Campbell.
Copyriht ©, california,1993
39. **Análisis Estructural**
J.P.Laible
Edicción Mc Graw Hill, México 1988.
40. **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building.**
Tom paulay y Nigel Priestley,
Ed. John Whitley & Sons, Inc.1992
41. **Registros de aceleración obtenidos de la Escuela de Ingeniería Civil**
Departamento de Estructuras, Universidad de El Salvador.
42. **Earthquake Response of a Steel Frame Building**
J. H. Wood.
Earthquake Engineering and Structural Dinamics, Vol.4, 1976

43. Norma AIS 150-86 y Comentario, Adición, Modificación y Remodelación del Sistema Estructural de Edificaciones Existentes. Seminario Sobre Patología de Estructuras. Instituto Americano del Concreto Seccional Colombiana.

44. Estructuras Estáticamente Indeterminadas.

White, Gergely y Sexsmith.

Ingeniería Estructural, Volumen 2

45. Code Of Practice for General Structural Design and Loadings for Buildings (New Zealand Standard NZS 4203 : 1992), Standard Association of New Zealand